



TITLE:

地下水制御とその大規模地下構造物への適用に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

大津, 宏康

CITATION:

大津, 宏康. 地下水制御とその大規模地下構造物への適用に関する研究.
京都大学, 1993, 博士(工学)

ISSUE DATE:

1993-07-23

URL:

<https://doi.org/10.11501/3070383>

RIGHT:

新 制
工
922
京大附図

地下水制御とその大規模地下構造物への
適用に関する研究

平成 5 年 2 月

大 津 宏 康

地下水制御とその大規模地下構造物 への適用に関する研究

平成 5 年 2 月

大 津 宏 康

目 次

第1章 序 論	1
1. 1 概 説	1
1. 2 既往の研究と問題点	2
1. 2. 1 従来の地下水挙動の評価手法	3
1. 2. 2 地下水制御の地下構造物への適用例	8
(1) 水封式燃料貯蔵方式の基本概念	10
(2) 菊間実証プラントでの適用結果	14
(3) 従来の設計法の問題点	22
1. 3 本研究の内容	22
参考文献	26
第2章 地下水挙動評価の基礎理論	31
2. 1 概 説	31
2. 2 二相体での連続式の誘導	33
2. 2. 1 系の質量変化のモデル化	33
2. 2. 2 質量変化に関わるパラメーターの解釈	37
(1) 排水状態のパラメーター	38
(2) 非排水状態のパラメーター	41
2. 2. 3 二相体の連続式	43
(1) 連続式の誘導	43
(2) 浸透理論との相関	44
2. 3 地下水挙動の評価手法の定式化	48
2. 3. 1 地下水挙動評価の支配方程式	48
(1) 支配方程式の誘導	48
(2) 支配方程式のパラメーターの感度	51
2. 3. 2 支配方程式の定式化および解析	55
(1) 有限要素法による定式化	56
(2) 解析例	58
2. 4 地下水挙動評価の境界値問題としての特徴	67
2. 4. 1 初期条件の設定方法	67
2. 4. 2 境界条件の設定方法	69
(1) 建設時の地下水挙動評価	69

(2) 建設後の地下水制御の挙動評価	70
2. 5 結 論	71
参考文献	75
第3章 地下構造物建設に伴う地下水挙動の評価	77
3. 1 概 説	77
3. 2 建設時の地下水挙動評価	78
3. 2. 1 掘削の境界値問題としての位置づけ	79
(1) 二次元場の掘削解析の問題点	79
(2) 二次元場での解析事例	81
3. 2. 2 逐次的な掘削に伴う地下水挙動評価	85
(1) 二次元場と軸対称場での比較	85
(2) 二次元場と三次元場での比較	107
(3) 材料の物性値による地下水挙動の比較	126
3. 3 建設後の地下水制御の評価	135
3. 3. 1 地下水制御の境界値問題としての位置づけ	135
3. 3. 2 地下水制御に伴う地下水挙動の評価	137
(1) 空洞加圧に伴う非定常的な地下水挙動	137
(2) 材料の物性値による地下水挙動の比較	163
3. 4 地下水挙動の評価手法の選定	171
3. 4. 1 地下水挙動の評価手法の分類	172
(1) 地下構造物建設時の地下水挙動の評価手法	172
(2) 地下水制御時の地下水挙動の評価手法	174
3. 4. 2 地下構造物建設に伴う地下水挙動の検討フロー	175
(1) 地下空洞掘削時の地下水挙動の検討フロー	175
(2) 地下空洞加圧時の地下水挙動の検討フロー	177
3. 5 結 論	178
参考文献	181
第4章 地下水制御の原位置問題への適用	183
4. 1 概 説	183
4. 2 堆積軟岩中の地下水制御	184
4. 2. 1 概 要	184
4. 2. 2 立坑掘削時の地下水挙動	188
(1) 地下水挙動の計測結果	188

(2) 計測結果の解析および考察	192
4. 2. 3 空洞加圧時の地下水挙動	200
(1) 地下水挙動の計測結果	200
(2) 計測結果の解析および考察	211
4. 3 硬岩中の地下水制御	217
4. 3. 1 概 要	217
4. 3. 2 大規模並設空洞掘削時の地下水挙動	219
(1) 地下水挙動の計測結果	219
(2) 地下水挙動と亀裂の分布状況との相関	226
(3) 計測結果の解析および考察	239
4. 4 結 論	248
参考文献	251
第5章 結 論	253
謝 辞	258

表 リ ス ト

第 1 章

表 1. 2. 1 解析ケース一覧表

第 2 章

表 2. 2. 1 系の質量変化に関わるパラメーターの算定結果（コア）

表 2. 2. 2 系の質量変化に関わるパラメーターの算定結果（岩盤）

表 2. 2. 3 各種材料に対する B 値（コア）

表 2. 2. 4 各種岩盤に対する B 値の算定結果

表 2. 3. 1 一次元圧密解析定数一覧表

表 2. 3. 2 解析用物性値一覧表

第 3 章

表 3. 2. 1 解析用物性値一覧

表 3. 2. 2 解析用物性値一覧

表 3. 2. 3 解析用物性値一覧

表 3. 3. 1 人工水封設備の諸元による平均動水勾配の比較

表 3. 3. 2 解析用物性値一覧

表 3. 3. 3 解析用物性値一覧

第 4 章

表 4. 2. 1 岩石の物性値一覧表

表 4. 2. 2 実験空洞内圧と水位の関係

表 4. 2. 3 立坑掘削時の着目間隙水圧計の設置位置

表 4. 2. 4 解析用物性値一覧

表 4. 2. 5 空洞加圧時の着目間隙水圧計の設置位置

表 4. 2. 6 実験空洞内圧の変化（注水加圧実験）

表 4. 2. 7 実験空洞内圧の変化（圧気加圧実験）

表 4. 3. 1 地下水位の変動パターン

表 4. 3. 2 空洞内湧水量および水封水供給量一覧表

図　　リ　　ス　　ト

第 1 章

- 図 1. 2. 1 従来の地下水挙動の評価手法の動向
- 図 1. 2. 2 地盤・岩盤力学における連成問題
- 図 1. 2. 3 Hele-Shawモデル実験の構造寸法と実験条件
- 図 1. 2. 4 トレーサーによる流線測定結果
- 図 1. 2. 5 水封式燃料貯蔵方式による空洞の構造
- 図 1. 2. 6 単設の燃料用貯蔵空洞の横断面の解析のモデル化
- 図 1. 2. 7 水封ボーリングの配置図
- 図 1. 2. 8 菊間実証プラントの鳥瞰図
- 図 1. 2. 9 地下水位の推移
- 図 1. 2. 10 観測ボーリング孔水位の経時変化
(No.1, 10a, 11, 17, 29孔)
- 図 1. 2. 11 観測ボーリング全孔の平均水位の経時変化
- 図 1. 2. 12 間隙水圧分布の推移に関する比較
- 図 1. 2. 13 観測ボーリング全孔平均水位に関する解析結果と実測値との比較
- 図 1. 2. 14 代表的な観測ボーリング孔水位に関する解析結果と実測値との比較
- 図 1. 3. 1 本研究のフロー

第 2 章

- 図 2. 1. 1 非定常状態での質量保存則
- 図 2. 2. 1 二相混合体の模式図
- 図 2. 2. 2 パラメーター $1/Q$ と構造骨格の圧縮率 c_0 との関係
- 図 2. 2. 3 B 値と構造骨格の圧縮率 c_0 との関係
- 図 2. 3. 1 過剰間隙水圧の経時変化 (変形係数 $E=100,000\text{kgf/cm}^2$)
- 図 2. 3. 2 過剰間隙水圧の経時変化 (変形係数 $E=10,000\text{kgf/cm}^2$)
- 図 2. 3. 3 過剰間隙水圧の経時変化 (変形係数 $E=1,000\text{kgf/cm}^2$)
- 図 2. 3. 4 解析モデル図および解析メッシュ図
- 図 2. 3. 5 過剰間隙水圧の経時変化 (深度 5 m)
- 図 2. 3. 6 過剰間隙水圧の等時曲線 (変形係数 $E=100,000\text{kgf/cm}^2$)
- 図 2. 3. 7 過剰間隙水圧の等時曲線 (変形係数 $E=10,000\text{kgf/cm}^2$)
- 図 2. 3. 8 過剰間隙水圧の等時曲線 (変形係数 $E=1,000\text{kgf/cm}^2$)

- 図 2. 3. 9 二次元平面ひずみ場での局部載荷モデル
- 図 2. 3. 10 載荷直後の過剰間隙水圧の発生状況の比較
 (変形係数 $E=100,000\text{kgf/cm}^2$)
- 図 2. 3. 11 載荷直後の過剰間隙水圧の発生状況の比較
 (変形係数 $E=10,000\text{kgf/cm}^2$)
- 図 2. 3. 12 載荷直後の過剰間隙水圧の発生状況の比較
 (変形係数 $E=1,000\text{kgf/cm}^2$)
- 図 2. 4. 1 地下水挙動の解析ステップ (模式図)
- 図 2. 4. 2 掘削のモデル化
- 図 2. 4. 3 空洞の逐次掘削過程の模式図
- 図 2. 4. 4 空洞内圧の変化の模式図

第 3 章

- 図 3. 2. 1 逐次掘削過程のモデル化
- 図 3. 2. 2 軸対称平面ひずみ円孔モデル
- 図 3. 2. 3 掘削に伴い発生する過剰間隙水圧
- 図 3. 2. 4 トンネルの有限要素分割
- 図 3. 2. 5 トンネル掘削に伴う周辺地盤の応力経路
- 図 3. 2. 6 大深度立坑掘削モデルおよび境界条件
- 図 3. 2. 7 逐次掘削解析のモデル化
- 図 3. 2. 8 立坑周辺の間隙水圧および応力の経時変化 (深度39mレベル)
- 図 3. 2. 9 立坑周辺の全応力成分の経時変化 (深度39mレベル)
- 図 3. 2. 10 立坑周辺の有効応力成分の経時変化 (深度39mレベル)
- 図 3. 2. 11 二次元解析結果での坑壁周辺の間隙水圧および応力の経時変化
- 図 3. 2. 12 掘削深度40mに到達した際に掘削される要素の間隙水圧および応力の経時変化
- 図 3. 2. 13 掘削深度60mに到達した際に掘削される要素の間隙水圧および応力の経時変化
- 図 3. 2. 14 掘削深度80mに到達した際に掘削される要素の間隙水圧および応力の経時変化
- 図 3. 2. 15 掘削深度100mに到達した際に掘削される要素の間隙水圧および応力の経時変化
- 図 3. 2. 16 掘削深度40mに到達した際に掘削される要素の全応力成分

- の経時変化（立坑中央部）
- 図 3. 2. 1 7 掘削深度40mに到達した際に掘削される要素の全応力成分の経時変化（立坑端部）
- 図 3. 2. 1 8 掘削に伴う応力径路の比較
- 図 3. 2. 1 9 掘削に伴う有効応力径路の模式図
- 図 3. 2. 2 0 内空変位および間隙水圧の特性曲線
- 図 3. 2. 2 1 立坑底面近傍の有効応力径路（切羽位置深度40m）
- 図 3. 2. 2 2 三次元逐次掘削解析モデルおよび境界条件
- 図 3. 2. 2 3 逐次掘削のモデル化
- 図 3. 2. 2 4 トンネル周辺の間隙水圧の経時変化
- 図 3. 2. 2 5 トンネル周辺の平均主応力の経時変化
- 図 3. 2. 2 6 トンネル周辺の偏差応力の経時変化
- 図 3. 2. 2 7 トンネル天端の直応力成分の経時変化
- 図 3. 2. 2 8 トンネル側壁の直応力成分の経時変化
- 図 3. 2. 2 9 トンネル下端の直応力成分の経時変化
- 図 3. 2. 3 0 二次元解析結果でのトンネル周辺の間隙水圧の経時変化
- 図 3. 2. 3 1 二次元解析結果でのトンネル周辺の平均主応力の経時変化
- 図 3. 2. 3 2 二次元解析結果でのトンネル周辺の偏差応力の経時変化
- 図 3. 2. 3 3 掘削長24mに到達した際に掘削される要素の間隙水圧の経時変化
- 図 3. 2. 3 4 掘削長24mに到達した際に掘削される要素の平均主応力の経時変化
- 図 3. 2. 3 5 掘削長24mに到達した際に掘削される要素の偏差応力の経時変化
- 図 3. 2. 3 6 掘削長48mに到達した際に掘削される要素の間隙水圧の経時変化
- 図 3. 2. 3 7 掘削長48mに到達した際に掘削される要素の平均主応力の経時変化
- 図 3. 2. 3 8 掘削長48mに到達した際に掘削される要素の偏差応力の経時変化
- 図 3. 2. 3 9 掘削に伴う応力径路の比較
- 図 3. 2. 4 0 掘削に伴う応力径路（ $k=2.0 \times 10^{-5}$ cm/sec）
- 図 3. 2. 4 1 内空変位および間隙水圧の特性曲線（ $k=1.0 \times 10^{-6}$ cm/sec）
- 図 3. 2. 4 2 内空変位および間隙水圧の特性曲線（ $k=2.0 \times 10^{-5}$ cm/sec）
- 図 3. 2. 4 3 トンネル天端方向の切羽面近傍の有効応力径路

- 図 3. 2. 4 4 トンネル側壁方向の切羽面近傍の有効応力経路
- 図 3. 2. 4 5 トンネル下端方向の切羽面近傍の有効応力経路
- 図 3. 2. 4 6 立坑掘削モデルおよび境界条件
- 図 3. 2. 4 7 逐次掘削解析のモデル化
- 図 3. 2. 4 8 間隙水圧経時変化の比較（立坑坑壁からの距離0.25m）
- 図 3. 2. 4 9 間隙水圧経時変化の比較（立坑坑壁からの距離1.00m）
- 図 3. 2. 5 0 間隙水圧経時変化の比較（立坑坑壁からの距離2.00m）
- 図 3. 2. 5 1 間隙水圧経時変化の比較（立坑坑壁からの距離3.00m）
- 図 3. 2. 5 2 平均主応力 σ_m の経時変化（変形係数 $E=100,000\text{kgf/cm}^2$ ）
- 図 3. 2. 5 3 平均主応力 σ_m の経時変化（変形係数 $E=10,000\text{kgf/cm}^2$ ）
- 図 3. 2. 5 4 平均主応力 σ_m の経時変化（変形係数 $E=1,000\text{kgf/cm}^2$ ）
- 図 3. 2. 5 5 深度11.5mの立坑周辺の間隙水圧分布の比較
（3段掘削1時間後、掘削深度12.0m）
- 図 3. 2. 5 6 深度11.5mの立坑周辺の間隙水圧分布の比較
（3段掘削3時間後、掘削深度12.0m）
- 図 3. 3. 1 地下水制御の解析モデル
- 図 3. 3. 2 設定空洞内圧の経時変化
- 図 3. 3. 3 間隙水圧分布の経時変化（空洞内圧力0.0→2.5kgf/cm²）
- 図 3. 3. 4 間隙水圧分布の経時変化（空洞内圧力7.5→10.0kgf/cm²）
- 図 3. 3. 5 間隙水圧分布の経時変化（空洞内圧力10.0→5.0kgf/cm²）
- 図 3. 3. 6 空洞法線方向の動水勾配の経時変化（空洞天端方向）
- 図 3. 3. 7 空洞法線方向の動水勾配の経時変化（空洞側壁方向）
- 図 3. 3. 8 空洞法線方向の動水勾配の経時変化（空洞下端方向）
- 図 3. 3. 9 空洞法線方向の動水勾配分布の経時変化
（空洞内圧力0.0→2.5kgf/cm²）
- 図 3. 3. 1 0 空洞法線方向の動水勾配分布の経時変化
（空洞内圧力7.5→10.0kgf/cm²）
- 図 3. 3. 1 1 空洞法線方向の動水勾配分布の経時変化
（空洞内圧力10.0→5.0kgf/cm²）
- 図 3. 3. 1 2 空洞天端での鉛直動水勾配の推移（自然水封方式モデル）
- 図 3. 3. 1 3 人工水封時の間隙水圧分布の経時変化
（空洞内圧力0.0→2.5kgf/cm²）
- 図 3. 3. 1 4 人工水封時の間隙水圧分布の経時変化
（空洞内圧力7.5→10.0kgf/cm²）
- 図 3. 3. 1 5 人工水封時の間隙水圧分布の経時変化

- (空洞内圧力10.0→5.0kgf/cm²)
- 図3.3.16 人工水封時の空洞法線方向の動水勾配の経時変化
(空洞天端方向)
- 図3.3.17 人工水封時の空洞法線方向の動水勾配の経時変化
(空洞側壁方向)
- 図3.3.18 人工水封時の空洞法線方向の動水勾配の経時変化
(空洞下端方向)
- 図3.3.19 人工水封時の空洞法線方向の動水勾配分布の経時変化
(空洞内圧力0.0→2.5kgf/cm²)
- 図3.3.20 人工水封時の空洞法線方向の動水勾配分布の経時変化
(空洞内圧力7.5→10.0kgf/cm²)
- 図3.3.21 人工水封時の空洞法線方向の動水勾配分布の経時変化
(空洞内圧力10.0→5.0kgf/cm²)
- 図3.3.22 空洞天端での鉛直動水勾配の推移 (人工水封方式モデル)
- 図3.3.23 空洞設置深度に伴う平均動水勾配の推移
- 図3.3.24 空洞天端の定常状態での鉛直動水勾配の比較
- 図3.3.25 空洞天端方向の間隙水圧分布の比較
(変形係数E=100,000kgf/cm²)
- 図3.3.26 空洞天端方向の間隙水圧分布の比較
(変形係数E=10,000kgf/cm²)
- 図3.3.27 空洞天端方向の間隙水圧分布の比較
(変形係数E=1,000kgf/cm²)
- 図3.3.28 空洞天端方向の間隙水圧の経時変化 (空洞壁面から1m)
- 図3.3.29 空洞天端方向の間隙水圧の経時変化 (空洞壁面から3m)
- 図3.3.30 空洞天端方向の間隙水圧の経時変化 (空洞壁面から5m)
- 図3.3.31 空洞天端方向の間隙水圧の経時変化 (空洞壁面から11m)
- 図3.3.32 空洞天端方向の平均主応力 σ_m の経時変化
(変形係数E=100,000kgf/cm²)
- 図3.3.33 空洞天端方向の平均主応力 σ_m の経時変化
(変形係数E=10,000kgf/cm²)
- 図3.3.34 空洞天端方向の平均主応力 σ_m の経時変化
(変形係数E=1,000kgf/cm²)
- 図3.4.1 地下構造物建設に伴う地下水挙動の検討フロー

第4章

- 図4.2.1 実験施設の概要
- 図4.2.2 間隙水圧計配置図（断面図）
- 図4.2.3 間隙水圧計配置図（平面図、縦断図）
- 図4.2.4 立坑掘削の進捗状況
- 図4.2.5 立坑掘削に伴う間隙水圧変化
- 図4.2.6 間隙水圧と切羽の相対位置との相関
- 図4.2.7 間隙水圧変動比と切羽位置との相関（EL-33.0m付近）
- 図4.2.8 間隙水圧変動比と切羽位置との相関
（EL-36.8～-38.5m付近）
- 図4.2.9 立坑掘削後の間隙水圧分布
- 図4.2.10 解析モデル図および境界条件
- 図4.2.11 逐次掘削解析のモデル化
- 図4.2.12 間隙水圧変動比と切羽位置との相関（EL-33.0m付近）
- 図4.2.13 間隙水圧変動比と切羽位置との相関
（EL-36.8～-38.5m付近）
- 図4.2.14 有効応力径路（P6：EL-38.0m 坑壁から4.75m）
- 図4.2.15 有効応力径路（P7：EL-38.5m 坑壁から5.43m）
- 図4.2.16 実験空洞内圧の経時変化の比較
- 図4.2.17 圧力変動率と距離の関係
- 図4.2.18 注水加圧時と圧気加圧時の水圧変動率の相関
- 図4.2.19 注水加圧時と圧気加圧時の安定間隙水圧の相関
- 図4.2.20 間隙水圧の経時変化
（実験空洞左水平方向，空洞内圧0.0→0.5kgf/cm²）
- 図4.2.21 間隙水圧の経時変化
（実験空洞右水平方向，空洞内圧0.0→0.5kgf/cm²）
- 図4.2.22 間隙水圧の経時変化
（実験空洞鉛直方向，空洞内圧0.0→0.5kgf/cm²）
- 図4.2.23 間隙水圧の経時変化
（実験空洞左45度方向，空洞内圧0.0→0.5kgf/cm²）
- 図4.2.24 間隙水圧の経時変化
（実験空洞右45度方向，空洞内圧0.0→0.5kgf/cm²）
- 図4.2.25 注水加圧時と圧気加圧時の間隙水圧の差分
（ $p=0.0 \rightarrow 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ ）
- 図4.2.26 間隙水圧変動比の経時変化

- (実験空洞内圧0.0→0.5kgf/cm², 空洞壁面から0.0～2.0m)
- 図4.2.27 間隙水圧変動比の経時変化
- (実験空洞内圧0.0→0.5kgf/cm², 空洞壁面から2.0～4.0m)
- 図4.2.28 間隙水圧変動比の経時変化
- (実験空洞内圧0.0→0.5kgf/cm², 空洞壁面から4.0～6.0m)
- 図4.2.29 間隙水圧変動比の経時変化
- (実験空洞内圧0.0→0.5kgf/cm², 空洞壁面から6.0m以上)
- 図4.2.30 解析モデル図および境界条件
- 図4.2.31 着目間隙水圧計の位置図
- 図4.2.32 間隙水圧変動比の経時変化の比較
- (実験空洞壁面から1.0m)
- 図4.2.33 間隙水圧変動比の経時変化の比較
- (実験空洞壁面から1.5m)
- 図4.2.34 間隙水圧変動比の経時変化の比較
- (実験空洞壁面から3.5m付近)
- 図4.2.35 間隙水圧変動比の経時変化の比較
- (実験空洞壁面から5.0m付近)
- 図4.3.1 貯蔵用空洞配置平面図
- 図4.3.2 貯蔵用空洞配置断面図
- 図4.3.3 水封ボーリング配置図
- 図4.3.4 地下水位観測位置図
- 図4.3.5 地下水位観測井と地形との相関
- 図4.3.6 季節変動を示す観測井戸での地下水位の経時変化
- 図4.3.7 アーチ部湧水マップ
- 図4.3.8 亀裂のシュミットネット表示
- 図4.3.9 亀裂のシュミットネット表示 (菊間実証プラント)
- 図4.3.10 地下水位差分コンターおよび湧水マップの相関
- 図4.3.11 水封ボーリング孔削孔後の湧水量
- 図4.3.12 ルジオン試験結果
- 図4.3.13 クラックテンソルの算定手順
- 図4.3.14 クラックテンソルの算定結果と湧水箇所の比較
- 図4.3.15 準三次元浸透流解析での多層地盤のモデル化
- 図4.3.16 解析メッシュ図
- 図4.3.17 新鮮岩盤上限面の鳥瞰図および解析モデル
- 図4.3.18 高透水性ゾーンのモデル化と事前設計での透水性のプロッ

ク分けとの比較

図 4 . 3 . 1 9 地下水位コンター図

図 4 . 3 . 2 0 地下水位断面図

第1章 序 論

1. 1 概 説

地下構造物建設に伴う地下水挙動の評価は、一般に地下水位が高くかつ断層、破碎帯等を含む複雑な地質条件からなる日本の国土では、諸外国と比較して特に重要な検討課題である。これまでの地下構造物建設の歴史の中で、地下水が施工上の重大な障害となった例としては、古くは東海道本線丹那トンネル¹⁾を始めとし、近年では上越新幹線中山トンネル²⁾そして青函トンネル³⁾をその代表的な事例として挙げるができる。これらの事例の中で、青函トンネルは幾度の異常出水により工事中止及び工法変更を余儀なくされ完成までに20数年の歳月を要した。これに対して、ドーバー海峡トンネルは青函トンネルと同様に総延長が50 kmを越える長大な海底トンネルでありながら、その数分の一の工期で完成されている。この相違に、日本の地質条件下での地下構造物建設に伴う地下水挙動評価の重要性および特殊性が集約されると考えられる。

しかし、従来の土木工事では、設計・施工段階での主たる検討項目は地盤・構造物の力学的安定性であり、その建設に伴う地下水挙動の検討については、ただ単に止水するあるいは排水するという受動的な姿勢が大半であった。このため、設計段階では地下水を考慮していても、施工管理の段階では、地盤の変形・ひずみあるいは応力が主たる計測項目であり、地下水挙動の監視は従たる計測項目であった。

これに対して、このような地下水挙動評価についての受動的な姿勢に変化をもたらす要因として、地下構造物の大規模化・大深度化および構造物としてのニーズの多様化等を挙げるができる。

これらの要因について、現在立地および計画が進められている地下構造物の例として、都市社会基盤関連施設および、エネルギー貯蔵関連施設を取り挙げた場合、地下水挙動評価の課題として以下のような項目が挙げられる。

前者の都市社会基盤関連施設では、構造物の大規模化・大深度化に伴い、従来では想定されなかった高水圧への対処および、都市部での地下空間開発に伴う地下水環境への影響の制御が不可欠な検討課題となる。

一方、後者のエネルギー貯蔵関連施設は、構造物の大規模化・大深度化に加えて、地下構造物としてのニーズの多様化についての典型的な例として位置づけられる。すなわち、水封式燃料貯蔵施設では、地下水により燃料の漏洩を防ぐ目的で、高レベル放射性廃棄物処分施設では、地下水による放射性廃棄物の生態圏への移流拡散を防ぐ目的で、これまでの設計に比べてより積極的な地下水制御が不可欠な検討課題となる。

したがって、今後の地下構造物建設時の地下水の対応には、従来の単に止水・排水するという受動的な姿勢から、地下水を人為的・能動的に制御する姿勢へと移行する必要がある。

ここで、従来の土木工事での地下水制御を考える場合、その方法は、地下水の流れ自体を制御する手法と、透水性を低減する手法に分けられる。前者の例としては、リチャージウエルに代表される覆水工法⁴⁾、圧気工法および泥水シールド工法等が挙げられ、後者の例としては、グラウト注入による地盤改良および、連続地中壁での根切り面の地盤改良工法等が挙げられる。また、青函トンネルで用いられたグラウトの先行注入に加えて水抜き孔を設ける工法³⁾は、前述の地下水制御についての両手法を併用した工法として位置づけられる。ただし、これらの地下水制御の方法はいずれも施工に伴う補助工法として適用されるものである。

これに対して、水封式燃料貯蔵方式は、岩盤中に構築された空洞内部に貯蔵される燃料およびその蒸発ガスの漏洩を、地下水の圧力により防ぐことを目的としている。すなわち、この貯蔵方式は、地下水をより積極的に制御することで、構造物自体の性能となる燃料の漏洩に対する気密性・液密性を、地下水流れにより確保するものである。この意味で、水封式燃料貯蔵施設は、地下水制御の地下構造物への適用例としては画期的なものと位置づけられる。このため、水封式燃料貯蔵施設の設計では、従来の空洞掘削に伴う地盤・岩盤の安定性に加えて、空洞掘削後の地下水制御時の挙動評価が重要な検討課題となる。

また、現状での水封式燃料貯蔵施設は原油を対象としているので、蒸発ガスの圧力に対抗する水封水圧が低い常圧貯蔵方式が適用されている。これに対して、今後原油に加えて、液化プロパンおよび液化天然ガスのような圧力の高い燃料を、同様な地下水制御の方式により貯蔵する施設⁵⁾の建設が計画されている。このような燃料を貯蔵する施設では、従来の方法と異なり加圧式の貯蔵方式となるため、高い水封水圧による地下水制御が必要となる。これに伴い、今後の水封式燃料貯蔵施設の設計では、より高い精度での地下水制御の評価技術が必要となる。

このような観点から、本研究では、地下水制御の大規模地下構造物への適用例として水封式燃料貯蔵施設を取り挙げ、その貯蔵施設建設に伴う地下水挙動の評価方法について基礎的な検討を加えるものとする。

1. 2 既往の研究と問題点

水封式燃料貯蔵方式は、約30年前に北欧で開発され後に欧米諸国で適用された実績があり、日本では愛媛県越智郡菊間町に建設された実証プラント工事

で始めて適用された。この貯蔵方式は、地下水制御の方法により、自然水封方式および人工水封方式の二つの方式に分けられる。前者の自然水封方式は、空洞の側方領域からの地下水の供給、地表からの雨水浸透のような自然涵養のみを地下水の供給源とする。一方、後者の人工水封方式は、自然涵養に加えて水封ボーリング孔のような人為的な水封設備を設けることで、安定した地下水の供給を図るものである。

このように、水封式燃料貯蔵方式を適用するためには、高い精度での地下水挙動評価の解析技術が必要となる。したがって、本節では、地下水制御に伴う地下水挙動の評価を対象として、その挙動を評価するための解析手法について、既往の研究の動向を示すとともにその問題点について検討を加える。

この既往の地下水制御に伴う地下水挙動評価についての解析手法の検討結果を踏まえ、水封式燃料貯蔵方式での設計方法の基本的な概念を示すとともに、その位置付けを明らかにする。また、日本で初のこの方式の適用例である菊間実証プラント工事で得られた、原位置での地下水制御時の地下水挙動について得られた知見を明らかにする。

さらに、既往の実績を踏まえ、今後この貯蔵方式により、多様な地盤条件を想定し現状の原油に加えて各種燃料を貯蔵する施設を建設する上での課題について検討を加える。

1. 2. 1 従来の地下水挙動の評価手法

従来の地下水挙動の評価手法は、支配方程式の観点から見た場合には、図 1. 2. 1 に示すような解析理論に分けられる。

同図に示すように、当初、地下水挙動の評価手法は、熱伝導理論⁶⁾のアナロジーである、ポテンシャル場の問題としての浸透流解析が主として適用されてきた。

この質量保存則としての連続式を支配方程式とする浸透流解析は、多孔質媒体中の飽和状態での流れを対象とする研究に端を発する。この分野の研究としては、Finn⁷⁾、川本ら⁸⁾の自由水面を有する定常浸透流解析から、駒田ら⁹⁾の自由水面を有する非定常浸透流解析をその代表例として挙げることができる。また、解析対象を飽和領域のみならず不飽和領域まで拡張した研究例としては、Neuman¹⁰⁾の非定常浸透流理論および、赤井ら¹¹⁾、駒田ら¹²⁾の研究を挙げることができる。

近年、ダムの湛水時の地下水挙動解析あるいは、水封式燃料貯蔵施設の液密性・気密性の検討¹³⁾のような、地下水面の変動の追跡を目的とする設計検討には、この飽和・不飽和浸透流解析手法が適用されつつある。

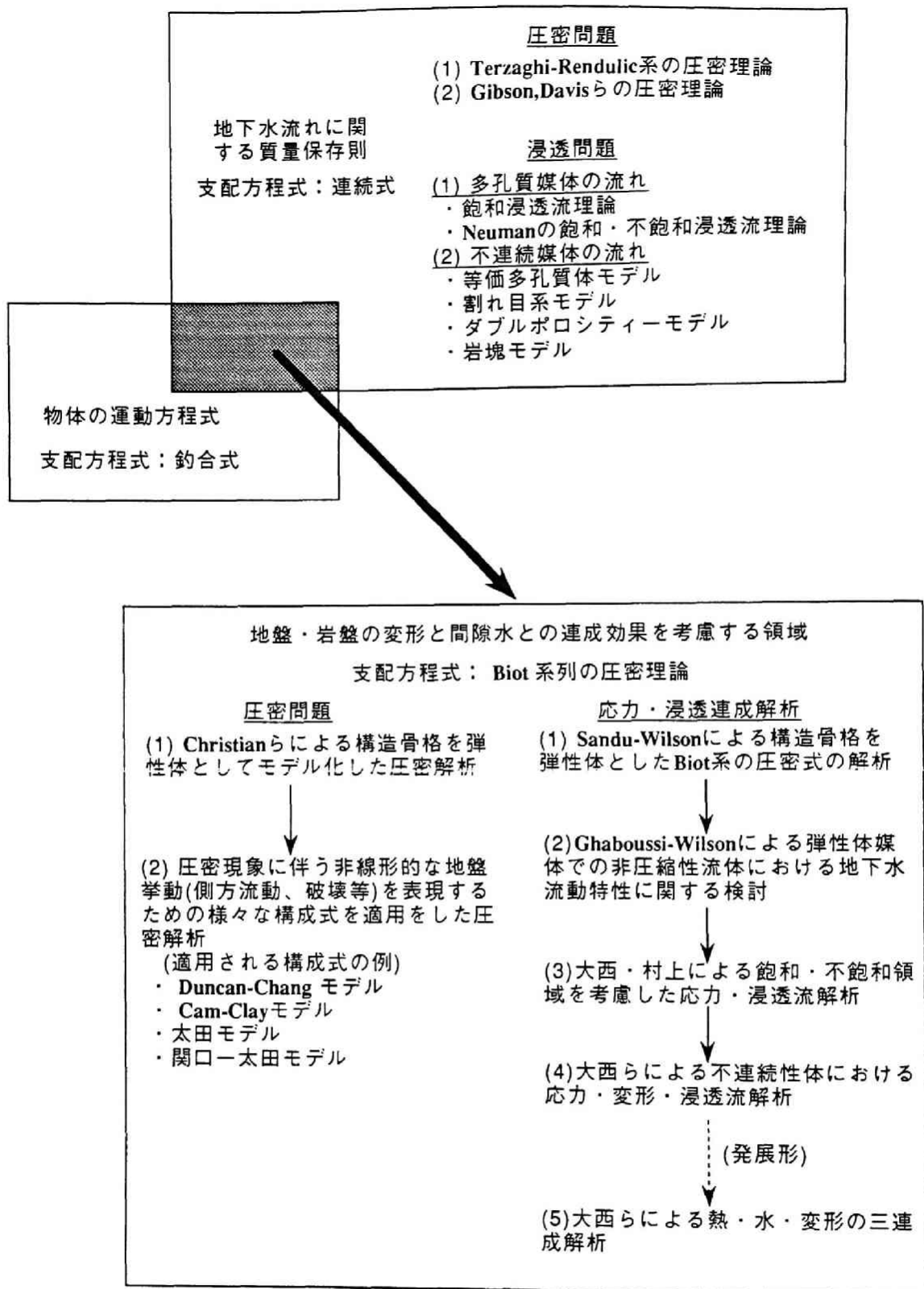


図 1. 2. 1 地下水挙動の評価手法の動向

また、エネルギー貯蔵関連施設のような、亀裂性岩盤を対象とした地下構造物が計画されているに到り、従来の多孔質体を対象とした研究に加え、亀裂の地下水流れに及ぼす影響を評価する研究が重要な検討課題となってきた。このような岩盤の亀裂の地下水流れに及ぼす影響について考慮した研究として、等価多孔質体モデル¹⁴⁾、割れ目系モデル¹⁵⁾・¹⁶⁾、ダブルポロシティーモデル¹⁷⁾・¹⁸⁾ および、岩塊モデル¹⁹⁾等のモデル化手法が提案されている。これらの研究は、いずれも岩盤内の亀裂の幾何学的な分布状況を考慮し、その透水性を評価するものである。ただし、現状として、これらの各モデル化手法についての優劣および選択の規準は明確でない。

しかし、上述のような浸透理論を現実の問題に適用する場合には、そのモデル化の過程でいくつかの簡素化した概念を適用せざるを得ない。そして、その解析上の制約条件は、地下水挙動評価の対象範囲を非常に狭いものとしている。例えば、従来の浸透理論では、浸透媒体を剛体でかつ多孔質体と仮定しているため、地下水挙動に及ぼす地盤・岩盤の変形と間隙水との相互作用の影響について評価することはできない。

この浸透理論では変形と間隙水の相互作用が合理的に評価されない原因は、その支配方程式が、質量保存則としての連続式により表現されるものであり、物質の運動方程式である釣合式を満足しないことによる。このため、浸透理論のみでは、トンネル掘削での地下水位の低下に伴う地盤沈下、斜面掘削による地下水位の変動に伴う斜面安定等の工学的な問題に対して、外力変化に伴う地下水挙動について合理的に評価することができない。

従来のこの分野の研究を考える時、解析理論の複雑さから実用的には釣合式と連続式を間接的に関連付ける手法すなわち非連成解析を適用した事例が主体であった。このため、地下水挙動と地盤・岩盤の変形の評価はそれぞれ独立に行われたものが多く、両者の連携についての議論は充分ではなかった。ただ浸透現象に伴う地盤の安定を論じたものとして、Terzaghiの限界動水勾配に基づく安定解析²⁰⁾がその例として挙げられる。しかし、この理論は地盤を剛体としてとらえているため、地盤・岩盤の変形と間隙水との相互作用を考慮した理論としては位置づけられない。

このような課題を解消し、間隙水と地盤・岩盤の変形との相互作用を合理的に評価できる解析手法としては、連続式と釣合式を連立させるBiot²¹⁾の多次元圧密理論が挙げられる。近年の計算機の普及に伴う解析技術の進歩により、Biot²¹⁾の多次元圧密理論を支配方程式とする解析が、研究レベルのみならず設計レベルでも適用されつつあるのは当然の流れといえよう。

なお、間隙水と地盤・岩盤の変形との連成問題は、現状ではHudson²²⁾の研

究および、図 1. 2. 2 に示す大西^{2.3)}の研究に述べられているように、かなり幅広い捉え方がなされている。すなわち、図 1. 2. 2 に示す相関マトリックスに準じた場合、連成問題を取り扱う上では、岩石の構造特性、初期応力、風化現象、掘削による影響等の多くの要素を考慮しなければならない。そして、このような観点からは、浸透現象での間隙比変化に伴う透水性の変化あるいはクイックサンド現象等も広い意味ではこの範疇に属するものと解釈される。しかし、本研究では連成効果を、Biotの圧密理論を基本とし、未知数に変形と間隙水圧を連立させて連続式に変形項を導入することによってのみ、その影響が評価される現象と定義する。この狭義の定義の下では、前述の浸透現象に伴う物性変化等は、本研究での連成効果を考慮した解析の範疇から除外される。

ここで、図 1. 2. 1 に示す質量保存則としての連続式を支配方程式とする理論の中で、注目すべき事項は、本来力学問題として論じられる圧密問題を対象とする、Terzaghi Rendulic^{2.4)}系の圧密理論、Gibson^{2.5)}、Davisら^{2.6)}の圧密理論が含まれることである。これらの理論は、田村^{2.7)}、吉国^{2.8)}の研究に論じられているように、物体の運動方程式である釣合条件を満足していないため、地盤・岩盤の変形と間隙水との相互作用を的確には評価することができない欠点を有している。

Biotの多次元圧密理論に基づく研究の流れは、その検討対象から、それぞれ圧密問題としての研究と、応力・浸透連成解析問題としての研究に分けられる。

前者の圧密問題としての研究は、Christianら^{2.9)}の研究に端を発する。そして、これまでに、圧密現象に伴う非線形的な地盤挙動を表現するため様々な構成式を適用した解析が、赤井・田村^{3.0)}の研究、太田・関口^{3.1)}の研究を代表として数多く報告されている。

一方、後者の応力・浸透連成問題としての研究は、Sandu Wilson^{3.2)}の弾性体としての圧密解析の研究に端を発する。そして、この延長線上の研究としては、Ghaboussi Wilson^{3.3)}の間隙水を非圧縮性流体と仮定した解析および、大西・村上^{3.4)}による不飽和領域をも考慮した解析が、その代表として挙げられる。また、大西・大津^{3.5)}は、連成系の問題に割れ目系モデルを適用することにより、不連続性体に対する解析手法を提案している。さらに、この分野の研究の発展形として、大西ら^{3.6)}は、間隙水と変形の連成に加えて、熱の効果も考慮した三連成の解析手法を提案している。

このように、地下水挙動評価の解析手法は、他の分野と同様に、近年の計算機の普及に伴う解析技術の進歩により、均質から不均質へ、線形から非線形へ、非連成から連成へ、また連続体から不連続体へとその解析対象が複雑なモデル化へと移行する傾向にある。また、従来の固体相と液体相の二相系のモデル化

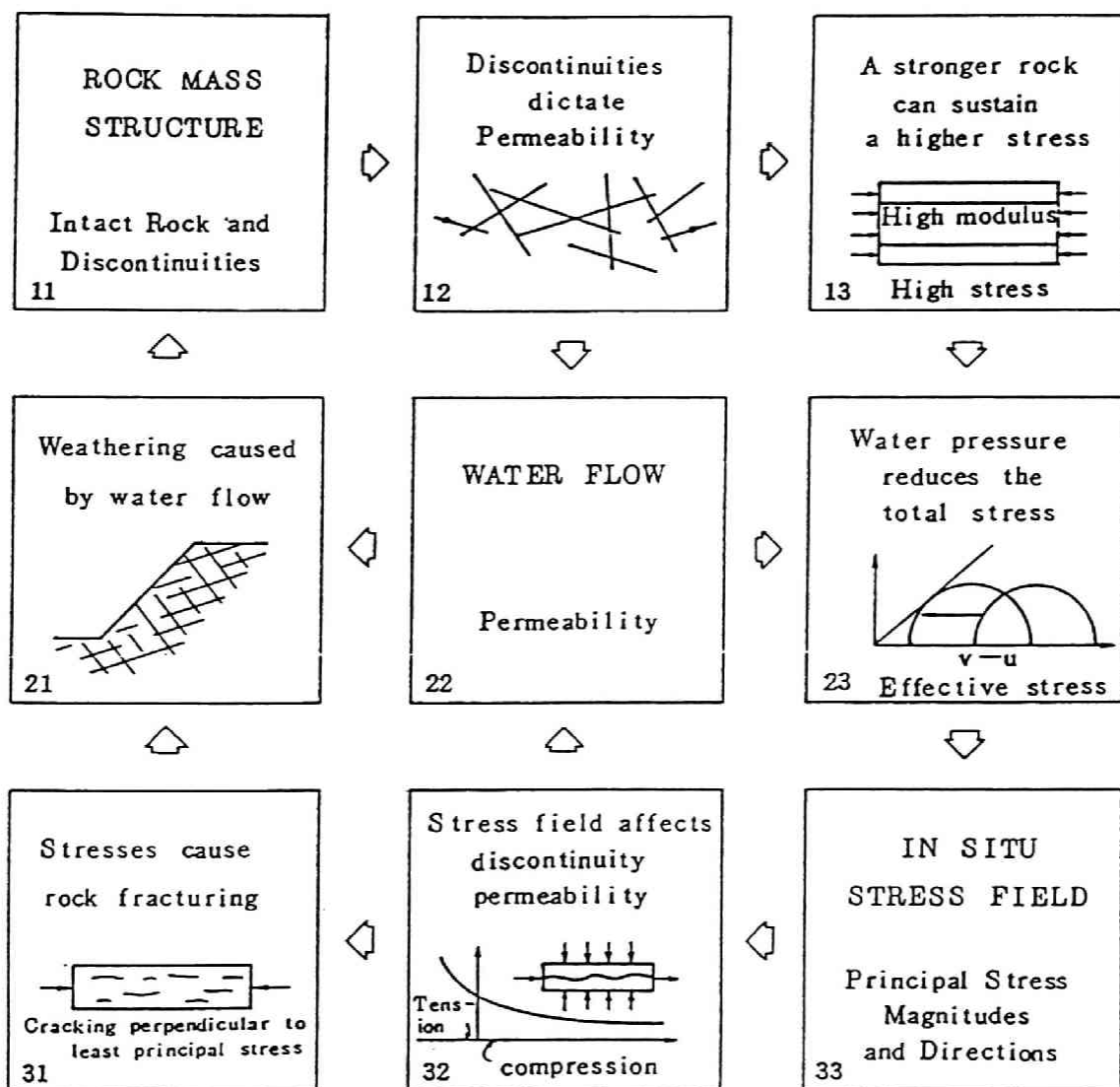


図 1. 2. 2 地盤・岩盤力学における連成問題^{2, 3)}

から、空気の存在を考慮し、さらに圧力および温度変化に伴う各相の状態変化をも考慮したいいわゆる多相系のモデル化へと移行する傾向にある。このように解析技術の目ざましい進歩に伴い、数学的なモデル化を行うことにより、境界値問題としての解は比較的容易に得られるようになってきた。その反面、物理的な現象に根ざしたこれらの解析手法の適用性についての議論は必ずしも十分とはいえない。

例えば、熱・水・変形の三要素の連成問題を考える場合、それぞれの相互作用の影響度は、構造特性および材料特性等の様々な要因により変化することが予想される。中でも、熱弾性理論^{3.7)}を考える場合、熱により応力は発生するが、応力による熱の発生は常温状態では発生しない。このように、各要素間の相互作用には、本来の物理現象として、強い結合 (strong connection) および弱い結合 (weak connection) が存在することが推定される。

したがって、水封式燃料貯蔵施設での地下水制御の評価では、本質的には間隙水と地盤・岩盤の変形との相互作用を考慮した解析手法を適用することが必要である。このため、地下水挙動評価の解析手法としては、連続式と釣合式を連立させたBiot^{2.1)}の多次元圧密理論に準じた支配方程式を適用するべきである。ただし、それと同時に、水封式燃料貯蔵施設の設計を行う上では、間隙水と地盤・岩盤の変形との相互作用の影響度および検討対象の地盤物性に基づき、解析理論を簡素化および分類する議論も必要である。

1. 2. 2 地下水制御の地下構造物への適用例

地下水制御の地下構造物への適用例である水封式燃料貯蔵方式の設計では、地下水により燃料の漏洩を防ぐため、地下水挙動に関連した貯蔵燃料の気密性および液密性の規準が設定されなければならない。

この貯蔵燃料についての気密性および液密性の設計概念は、Åberg^{3.8), 3.9)}の研究を始めとして数多くの研究報告がなされており、日本では、駒田ら^{4.0)}の研究がその代表例として挙げられる。これらの設計概念は、いずれも均質地盤を対象とした理論解に基づくものである。

一方、貯蔵燃料の気密性および液密性を確認するための実験的研究は、日本立地センターのHele-Shaw実験^{4.1)}および、一般的な地下空洞を対象とした伊藤らのHele-Shaw実験^{4.2)}が、その代表例として挙げられる。

この内、日本立地センターが実施したHele-Shaw実験^{4.1)}では、図1. 2. 3に示すように、アクリル板の間にグリセリン水溶液を入れ、空洞内圧(水頭換算値21.15cm)が作用する際の、人工水封設備の効果について検討されている。

人工水封方式での空洞周辺での地下水流れは、図1. 2. 4のトレーサーを

用いた流線網の測定結果に示すように、水封ボーリングと空洞間の流れが卓越し、側方境界から流入する地下水の影響は小さい。この地下水流れの傾向は、図1. 2. 4に併せて示した、グリーン関数を用いた百田⁴³⁾による解析結果からも明らかである。また、空洞上部の地下水位は、水封ボーリング上部で高くなっており、水封ボーリングによる水面維持の効果が認められる。

したがって、均質な多孔質媒体では、水封ボーリング孔からの給水に伴う地下水の流れが支配的になり、燃料貯蔵空洞の気密性が維持されることが実験的に確認されている。

(1) 水封式燃料貯蔵方式の基本概念

本節では、水封式燃料貯蔵方式の設計の基本概念を明らかにするため、既往の設計理論について要約して示す。

Åberg^{38), 39)}は、貯蔵燃料についての気密性および液密性の設計規準として、岩盤の透気性・透水性を考慮せず、均質地盤を対象とした管路流れの理論に基づく誘導式から、以下のような規準を提案している。

① 気密性についての規準

Åbergは、燃料の蒸発ガスの岩盤内の空隙および亀裂からの上昇は、地下水流れの動水勾配により妨げられると定義した。また、このガスの浮力は鉛直方向が最大値となるため、気密性の規準を空洞近傍の地下水の鉛直動水勾配 (I_v) とし、水理学的な検討からその規準値を1.0以上と結論づけている。

② 液密性についての定義

液密性は、空洞を内圧の液圧換算水頭より深い地下水面下の位置に設置することにより満足されることから、その規準値は空洞に向かう地下水の空洞壁面に対する法線動水勾配 (I_n) が零以上と結論づけている。

これらの条件より、気密性が確保される場合には、液密性は自動的に満足されると見なされる。ただし、駒田ら⁴⁰⁾は、気密性についてのÅbergの規準（鉛直動水勾配 $I_v > 1.0$ ）では、毛管現象を考慮していないことから設計上かなり安全側の値であると指摘している。

つまり、貯蔵空洞の気密性についての設計は、燃料貯蔵時の空洞周辺の鉛直動水勾配を維持できるか否かを判定することとなる。このような地下水挙動の評価手法には、1. 2. 1の既往の地下水挙動の評価手法に述べたように、FEMによる浸透流解析手法が適している。ただし、その前段階として、図1. 2. 5に示すような、解析条件となる岩盤タンク深さ H 、水封ボーリングと空洞天端との長さ L 、水封ボーリング長さ E および空洞離間距離 S 等の水封構造の諸元を決定することが必要となる。

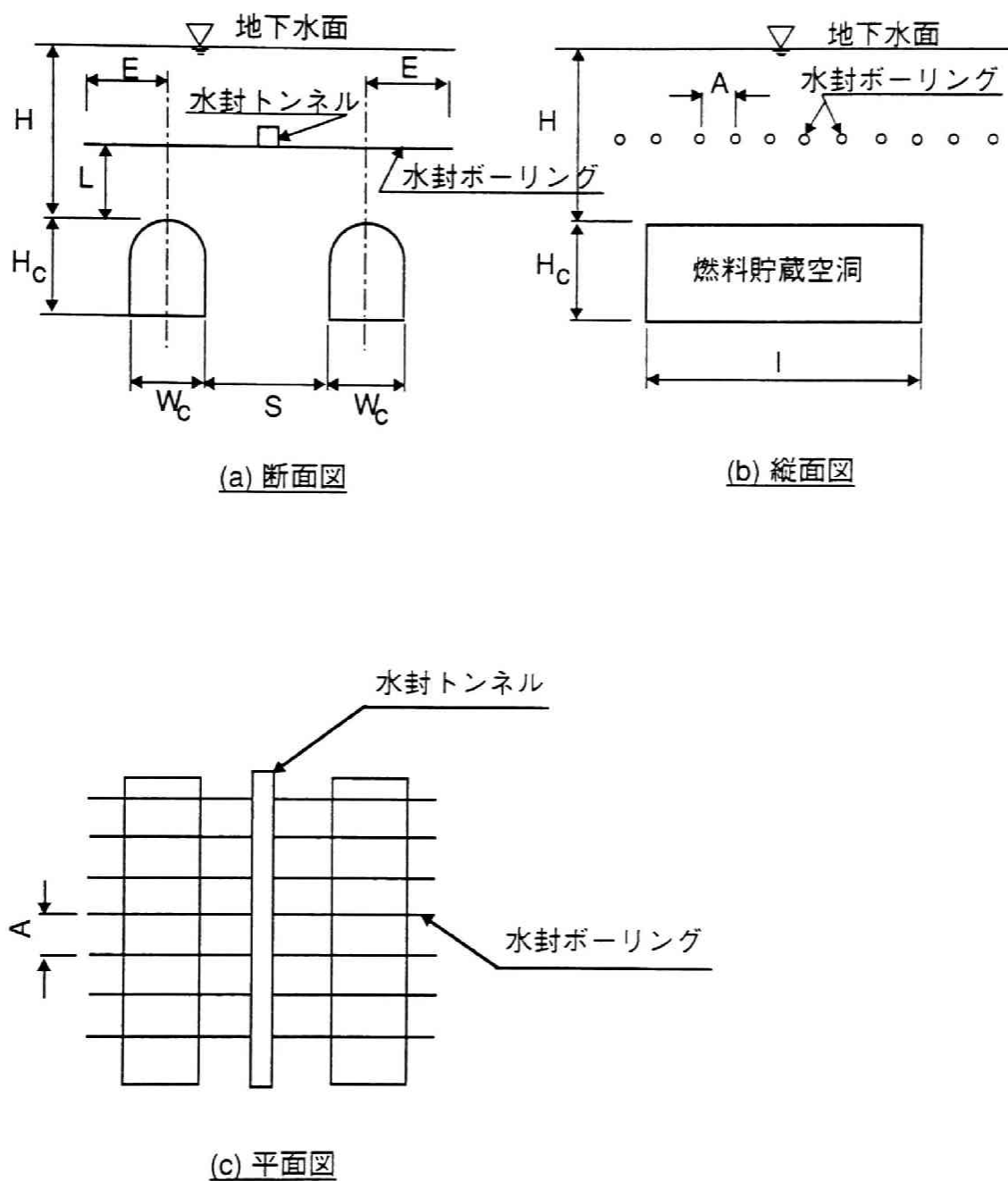


図 1. 2. 5 水封式燃料貯蔵方式による空洞の構造⁴⁰⁾

これらの水封構造の諸元の設計法は、駒田ら⁴⁰⁾の研究による上田ら⁴⁴⁾の式に基づく理論解を用いた方法が一般的である。この研究では、岩盤中に掘削された水封方式による空洞への地下水流れは、有限長の水平ウォーターカーテンより供給されるため、図1. 2. 6に示すような円形暗渠の浸透問題としてモデル化している。この手法では、空洞を周長が等価な円形にモデル化し、地下水流れが、二次元等方均質場で、Darcyの法則に従うものと仮定している。

この仮定条件の下で、貯油槽周辺の動水勾配 I_0 は、上田ら⁴⁴⁾の式を変形した貯油槽への湧水量 Q の式より次式に示すように算定される。

$$I_0 = \frac{Q}{2\pi rk} = \frac{H_0 - \left(\frac{P_c}{\gamma_w} - L^*\right)}{r \times \ln \frac{a + (L^* - r)/\sqrt{E^2 + (L^* - r)^2}}{a - (L^* - r)/\sqrt{E^2 + (L^* - r)^2}}} \quad (1. 2. 1)$$

$$Q = \frac{2\pi k \left\{ H_0 - \left(\frac{P_c}{\gamma_w} - L^*\right) \right\}}{\ln \frac{a + (L^* - r)/\sqrt{E^2 + (L^* - r)^2}}{a - (L^* - r)/\sqrt{E^2 + (L^* - r)^2}}}$$

$$a = \sqrt{\frac{L^{*2} - r^2}{\sqrt{\{(L^* + r)^2 + E^2\}\{(L^* - r)^2 + E^2\}}}}$$

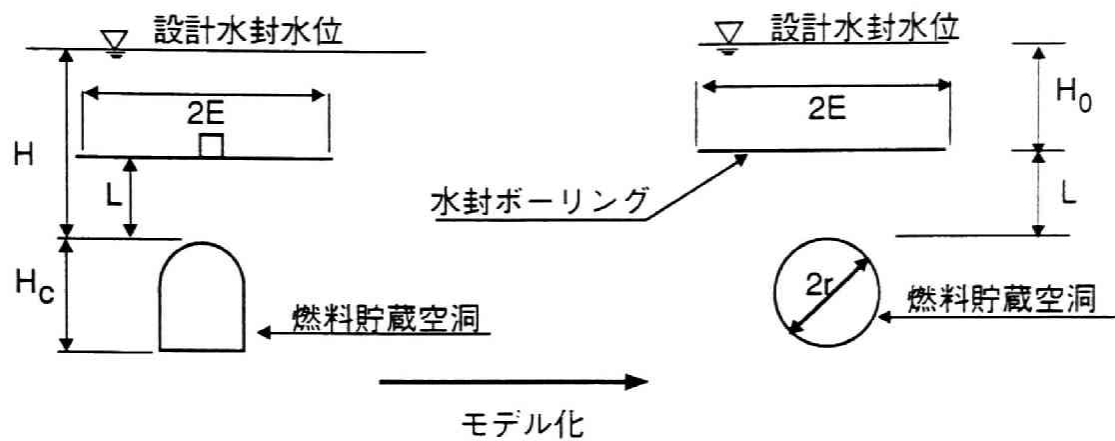
ただし、 $L^* = L + r$

ここに、 k は透水係数、 P_c は空洞内圧を表す。なお、ここでの動水勾配 I_0 は、実用的に空洞壁面での平均的な法線方向の動水勾配を表す。

つまり、式(1. 2. 1)に、水封ボーリングの長さ E と水封ボーリングから空洞天端までの長さ L をパラメーターとした検討により、所定の動水勾配を確保するための両者の諸元が算定される

この結果として、同じ動水勾配を確保する上では、水封ボーリングから空洞天端までの長さ L の変化に比べて、水封ボーリングの長さ E の変化が敏感であるとの知見が得られている。このため、水封ボーリングと空洞天端までの距離 L を離すことは、水封設備としてのトンネル軸方向への広がりを考慮した場合、水封ボーリングの総延長が長くなることから、設計的には不経済なものになる。

次に、図1. 2. 7に示す三次元的な水封ボーリング間隔 A は、Åbergにより誘導された提案式に基づき算定される。この式は、地下水面と水封ボーリン



(a) 単設の燃料貯蔵空洞の断面図

(b) 上田らの解析解モデル

図 1. 2. 6 単設の燃料貯蔵空洞の横断面の解析のモデル化

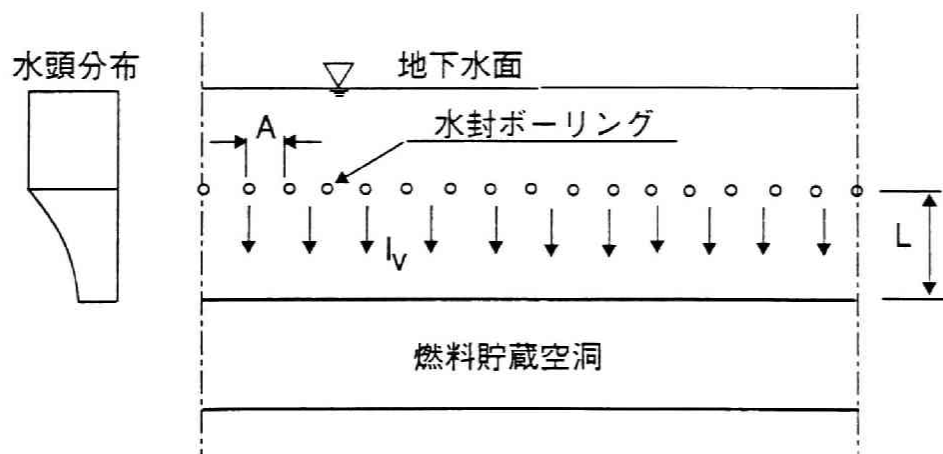


図 1. 2. 7 水封ボーリングの配置図

グの間で地下水の流れがない状態の仮定の下で、Muskat^{4.5)}の無限に配列した無限長さの井戸まわりの圧力分布式に基づき、水封ボーリング間隔Aを算定するものである。

$$h_w = h_1 + A \cdot I \left\{ \frac{L}{A} + \frac{1}{2\pi} \ln \left(\frac{A}{2\pi r^*} \right) \right\} \quad (1.2.2)$$

ここに、それぞれ h_w は水封ボーリングでの水封水圧、 h_1 は貯油槽天端の水圧、Aはボーリング孔間隔、Iは動水勾配、また r^* はボーリング半径を表す。ただし、上式は $L > A$ の条件の場合にのみ成立する。

式(1.2.2)を用いることにより、水封ボーリング間隔と水封ボーリング位置との関係について、次のような知見が得られている。すなわち、水封ボーリング間隔を大きくすると、水封ボーリング位置を貯油槽に近づける必要がある。また、貯油槽の設置深度を深くすることにより、水封ボーリング間隔を大きく設定することができる。

ここに示した水封設備の設計理論は、簡易的な地下水解析理論に基づくものであり、等方均質場での流れ、地下水位が一定および、水封水圧がボーリング孔の全長にわたり一定に作用する等の、いくつかの仮定条件を含んでいることに留意する必要がある。しかし、水封設備の地下水制御に果たす機能を、極めて簡便に評価する方法である。したがって、水封機能についての詳細な検討は、一般的な条件を考慮できるFEMのような数値解析手法によるべきであるが、それに先立つ解析条件としての水封設備の諸元を決定する上では、十分な適用性がある。

(2) 菊間実証プラントでの適用結果^{4.6), 4.7), 4.8)}

水封式燃料用貯蔵方式による岩盤タンク工事の計画段階で、この貯蔵方式が、健全な硬岩が主体である北欧諸国で開発された方法であるため、亀裂性の岩盤からなる日本での適用性についての課題が挙げられた。

このため、日本での岩盤タンク方式の適用の可能性をさぐるための様々な検討が実施された後、昭和54年に愛媛県越智郡菊間町で実証プラント建設工事が開始された。この実証プラント工事では、①構造上の安定性、②水封機能性、③操業性、④環境に対する影響等を実証項目とした様々な実験が繰り返し実施された。

菊間実証プラントの構造^{4.6)}は、図1.2.8に示すように、高さ20m、幅15m、長さ112mで、深さは海面下-42m~-62mに位置する原油貯蔵用の空洞と、

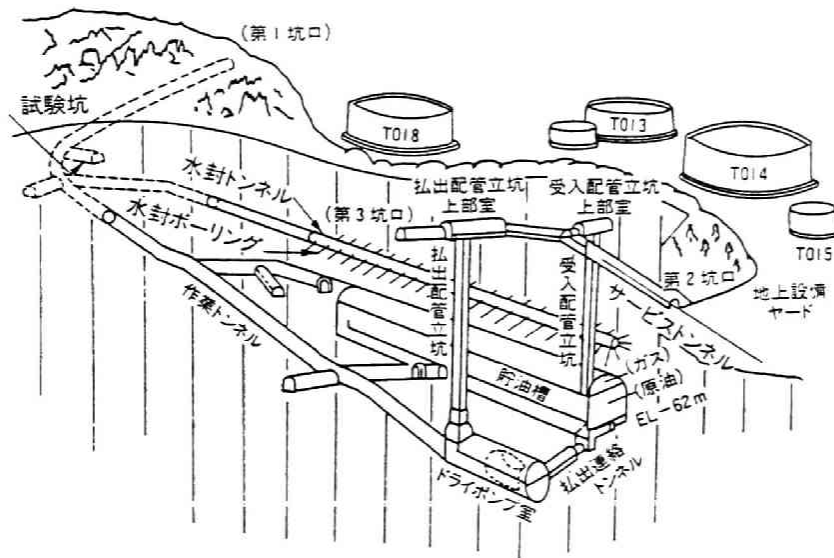


図 1. 2. 8 菊間実証プラントの鳥瞰図^{4 6)}

これと連結する様々なトンネルおよび立坑からなっている。

また、この試験工事では人工水封方式の適用性を検討するため、水封トンネル、水封ボーリング等の地下水を人工的に供給する設備が配置された。なお、この人工的な水封設備の諸元は、(1)に示した岩盤を均質な多孔質体と仮定したÅberg、駒田らの研究結果に基づき設定された。

また、実証実験では、人工水封方式での地下水挙動が観測された後、自然水封方式の適用性についても確認するため、水封ボーリングからの地下水の供給を停止した条件下での地下水挙動も観測された。

本節では、この実証実験で観測された地下水挙動について以下に要約して示す。

(a) 地下水挙動観測の概要および計測結果

菊間実証プラントでの実証実験の内容は、適用された水封方式により、次の二つの実験期間に分けられる。

- ① 人工水封方式採用期間：昭和57年1月～昭和57年12月
- ② 自然水封方式採用期間：昭和57年12月～平成3年3月

地下水挙動の監視内容としては、観測用ボーリング孔で、建設時・人工水封時・自然水封時の地下水位および間隙水圧が計測された。

実証プラントの初期状態から掘削時、完成時までの地下水位変化^{4 7)}は、図1. 2. 9に示すように、空洞掘削に伴い低下するが、水封トンネルおよび作業トンネルへの給水により徐々に回復する傾向が観測された。この計測結果で、

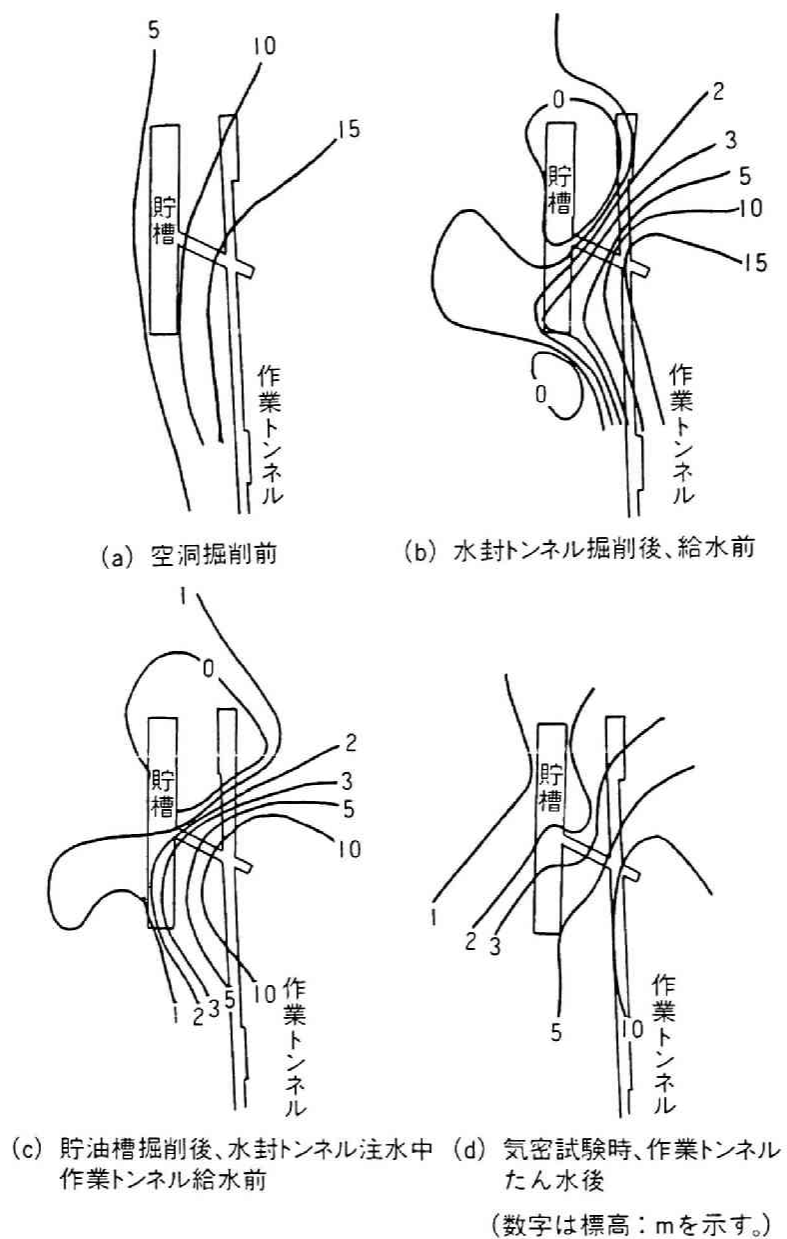


図 1. 2. 9 地下水位の推移^{4,7)}

顕著な地下水位の低下が認められたのは、湧水量が比較的多かった貯槽と作業トンネルに囲まれた領域であった。そして、この地下水位の低下が顕著であった領域でも、水封トンネルおよび作業トンネルへの給水により徐々に回復する傾向が確認された。

これらの計測結果より、空洞掘削に伴い亀裂に起因すると推定される高透水性ゾーンでは有意な水位低下を生じるが、水封トンネル等の湛水により確実に地下水位は回復することが確認された。

次に、自然水封条件下での地下水位については、図 1. 2. 10 の代表的な観測ボーリング孔での水位変化を示すように、画一的な変動パターンは確認されなかった。つまり、例えば、No. 1 孔および No. 11 孔のように降雨浸透量との明確な相関が認められ井戸もあったが、その他の大部分の観測孔での地下水位変化は、変化量自体が小さく明確な相関は認められなかった。

百田ら⁴⁸⁾は、この計測結果について、図 1. 2. 11 に示すように、全観測孔の地下水位の経時変化を平均化し、その平均値と降雨浸透量の間に密接な関係があると結論づけている。しかし、この傾向は、前述のように全般的に変動量が小さい観測孔が多いため、全観測孔の地下水位平均化することで、降雨浸透量と密接な関係がある地下水位の観測孔の影響のみが強調されたものである。したがって、この地下水位についての整理結果は、必ずしも自然水封条件下での貯油槽を含めた広域な検討対象領域での地下水位の変化特性を表すものではないと考えられる。

(b) 解析結果および考察

下茂ら⁴⁷⁾は、各施工段階および人工水封時での間隙水圧の変化について、図 1. 2. 12 に示すように三次元鏡像法⁴⁹⁾を用いて解析した。なお、三次元鏡像法は、地下水位が一定な均質地盤を対象とした理論解を用いた簡易的な解析方法である。このため、岩盤内の割れ目等による透水性の場所的な不均一性を考慮できない。しかし、この手法による空洞掘削および給水等の外乱に伴う間隙水圧変動の解析結果は、図 1. 2. 12 に示すように、計測結果と概ね整合性のあるものとなっている。この結果より、施工段階および人工水封時に観測された地下水挙動は、平均的な透水係数を適用した等価多孔質体モデルを用いた解析により把握されることが確認された。

また、百田ら⁴⁸⁾は、自然水封時の地下水挙動について、降雨を考慮した等価多孔質体モデルに基づく準三次元浸透流解析を適用し解析した。

この解析では、地下水位の変化に影響する要因として、降雨浸透量、貯油槽湧水量および、ドライポンプ室湧水量を、滞水層に与える単位面積当りの流入

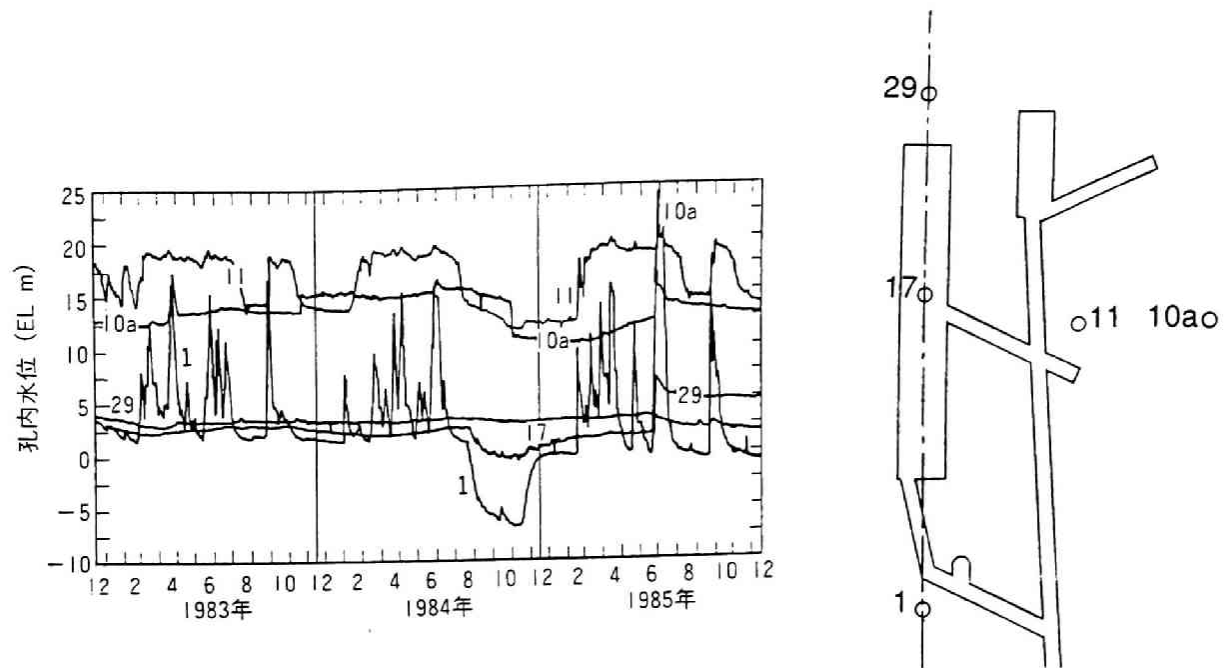


図 1. 2. 10 観測ボーリング孔水位の経時変化^{4 8)}
(No.1, 10a, 11, 17, 29孔)

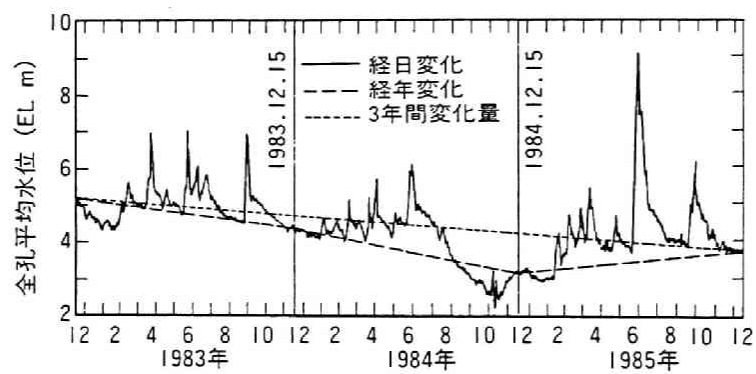
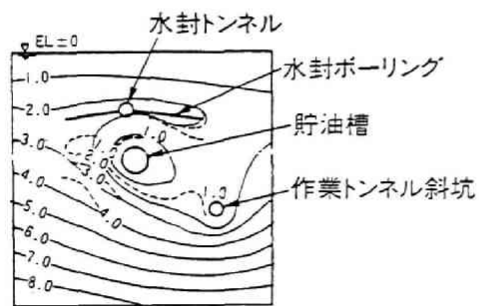
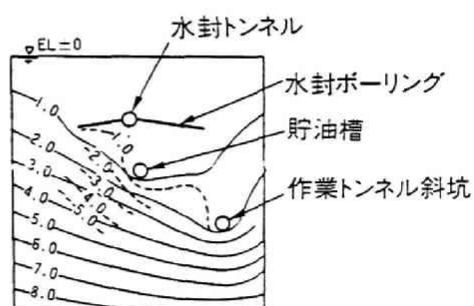
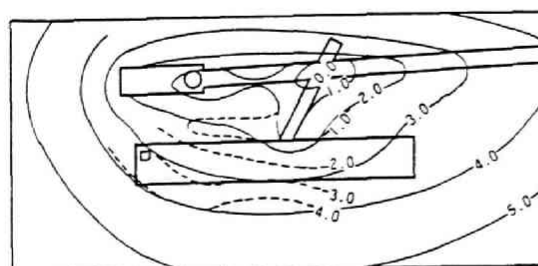
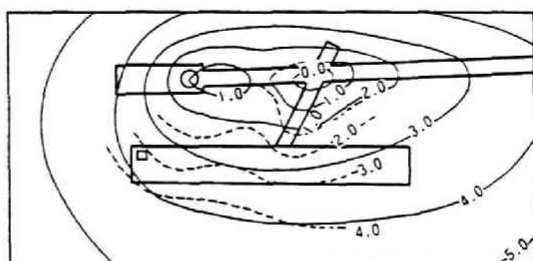
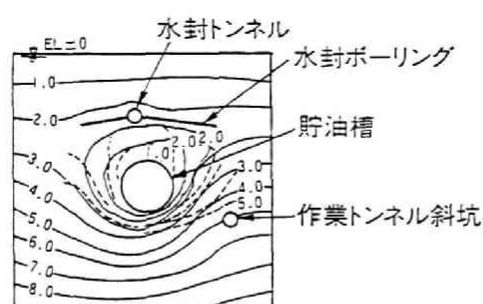
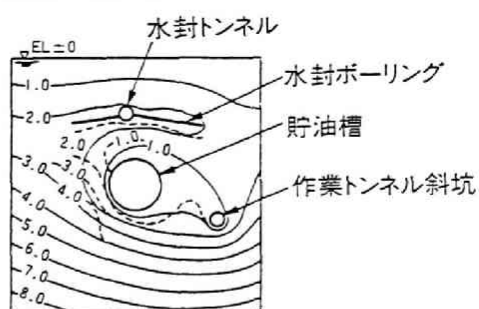
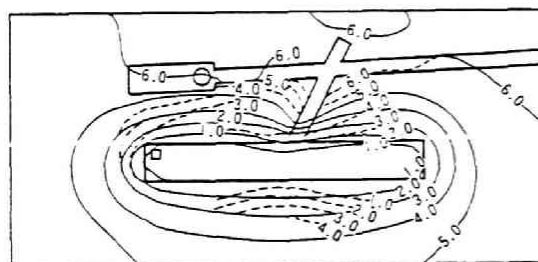
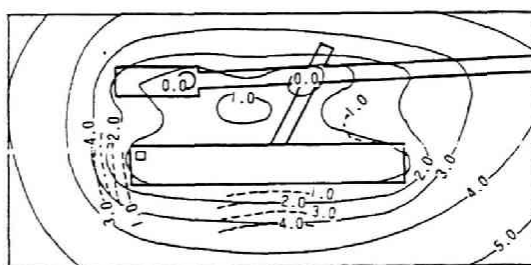


図 1. 2. 11 観測ボーリング全孔の平均水位の経時変化^{4 8)}



(a) 水封トンネル注水前

(c) 貯油槽掘削完了



(c) 貯油槽掘削完了

(d) 作業トンネルたん水

※1 平面図はEL-62m、断面はD断面をそれぞれ示す。

※2 実線は計算値、破線は実測値を示す。

※3 数字は間隙水圧値(単位: kgf/cm²)を示す。

図1. 2. 1 2 間隙水圧分布の推移に関する比較⁴⁷⁾

流量 Q を次のように設定した。

(湧水影響領域)

$$Q = i - Q_T / A_T$$

(湧水影響領域以外の地表面)

$$Q = i$$

ここに、それぞれ、 i は降雨浸透量、 Q_T は貯油槽およびドライポンプ室の湧水量および、 A_T は貯油槽およびドライポンプ室の水平断面積を表す。

この地表面から供給される降雨浸透量 i については、降雨浸透量の地下水挙動に及ぼす影響を評価するために、それぞれ表 1. 2. 1 に示すような 4 種類の供給量が設定された。

表 1. 2. 1 解析ケース一覧表

ケース	降雨浸透量の設定
CASE-1	3 年間の平均値 (0.957 mm/日)
CASE-2	年毎の平均値
CASE-3	月毎の平均値
CASE-4	降雨浸透量を無視 (0.0 mm/日)

全観測孔の平均水位についての準三次元解析結果と実測値の比較結果は、図 1. 2. 13 に示すような傾向となる。なお、実測値で図中の a 点から b 点の期間中 (1984 年 8 月～11 月) の顕著な水面低下は、作業トンネルからの強制排水の影響によることが確認されているので、解析の検討対象からは除外している。

図 1. 2. 13 に示すように、CASE-4 の降雨浸透を無視した場合には、水位が順次低下し実測値と異なる結果となる。これに対して、地表からの降雨浸透を考慮した場合には、いずれも実測値と概ね整合性のある結果となる。なかでも、月毎の平均値を用いた CASE-3 の結果が、実測値と最も整合性のある結果となっている。

また、降雨浸透の影響を受けている観測孔での地下水位の解析結果と実測値の比較でも、図 1. 2. 14 に示すように、月毎の平均値を用いた CASE-3 の結果が、定性的には最もよく一致した傾向を示した。

この傾向は、CASE-3 での設定降雨浸透量のモデル化が、実測値の小刻みな変動に対して、その他の解析ケースよりも近似度が高いことによる。したがって、人工水封条件下での地下水挙動は、降雨浸透を考慮した等価多孔質体モデルを用いた解析により把握されることが確認された。

これらの人工水封時・自然水封時の検討結果より、菊間実証プラントでの地

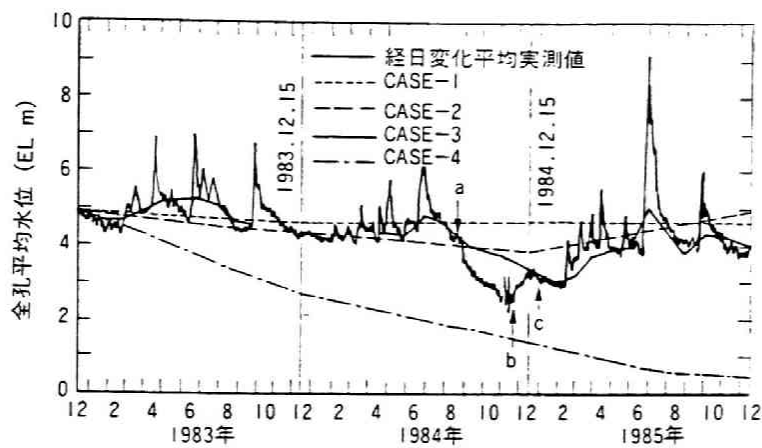


図 1. 2. 1 3 観測ボーリング全孔平均水位に関する解析結果と実測値との比較^{4) 8)}

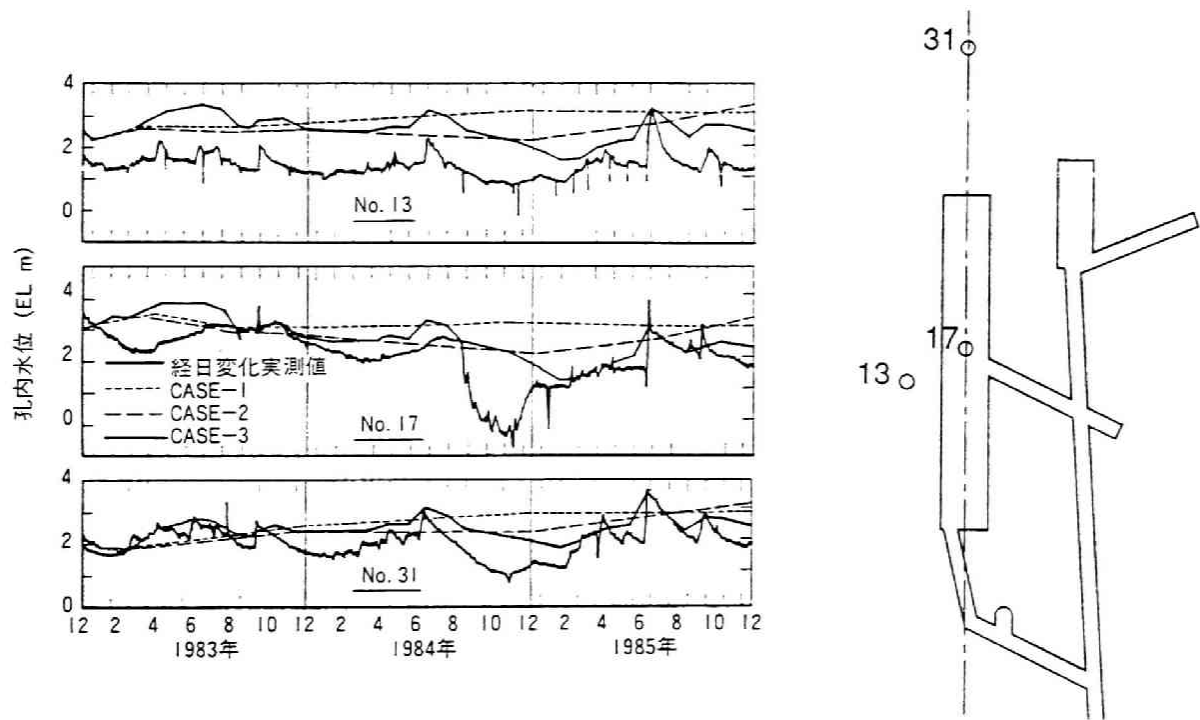


図 1. 2. 1 4 代表的な観測ボーリング孔水位に関する解析結果と実測値との比較^{4) 6)}

下水挙動は、局所的な亀裂に起因すると推定される挙動を除いて、全般的には等価多孔質体としてモデル化できるものと判定された。したがって、水封式燃料貯蔵方式の設計方法は、実用的には等価多孔質体モデルに基づく、理論解およびFEM等の数値解析手法が適用可能であると結論づけられた。

(3) 従来の設計法の問題点

従来の水封式燃料貯蔵方式の設計手法の基本概念は、Åberg、駒田らの研究に代表されるように、均質な多孔質体での地下水の流れを基本としている。また、菊間実証プラントでの人工水封設備の設計には、この均質な多孔質体を仮定した手法が適用された。この結果として、実証実験時の建設サイト全域での地下水挙動は、亀裂性岩盤であるにもかかわらず、平均的な透水係数を用いた等価多孔質体モデルでの解析により把握できることが確認されている。

これらの知見より、亀裂性岩盤の透水性のモデル化手法については、これまでに様々なモデル化手法が提案されているが、水封式燃料貯蔵方式の設計は、実用的には等価多孔質体モデルが適用可能であると推定される。

ただし、実証実験での地下水挙動の検討結果では、等価多孔質体モデルを適用する上での、亀裂の透水性の評価について十分な検討がなされているとはいえない。すなわち、この検討結果は、透水試験結果を対数平均して算定した値を、亀裂性岩盤の透水係数として設定した等価多孔質体モデルでの解析により、全般的な地下水挙動を事象説明したに過ぎない。

従来の研究に指摘されてきたように、亀裂性岩盤を対象とした場合には、岩盤の亀裂の地下水流れに及ぼす影響についての評価を避けることはできない。このため、亀裂性岩盤の地下水挙動の評価に等価多孔質体モデルを適用とした場合には、その透水性の評価は、三次元的な亀裂の分布状況、亀裂頻度および亀裂の性状等の情報に基づき算定されなければならない。

このような観点から、燃料用貯蔵施設の設計では、実用的には等価多孔質体モデルに基づく解析手法が適用可能であるとしても、亀裂の分布状況を合理的に考慮して透水性を評価することが必要である。したがって、亀裂性岩盤での水封式燃料用貯蔵施設のような大規模構造物の建設に伴う地下水制御では、亀裂の透水性に及ぼす影響を評価する方法について新たな概念の導入が必要となる。

1. 3 本研究の内容

本研究は、地下水制御の大規模地下構造物の適用例として、水封式燃料貯蔵施設を取り挙げ、その挙動の評価手法および原位置問題への適用について基礎

的な検討を加えることを目的とするものである。

ここで、1. 2に示した既往の研究および問題点の検討結果を踏まえて、本研究を行う上での、基本的な姿勢について明らかにする。

すなわち、地下水制御に伴う地盤・岩盤の地下水挙動を評価する上で、検討対象を間隙水と地盤・岩盤の二相に限定する。そして、その間隙水と地盤・岩盤の相互作用を合理的に評価することを目的とし、解析的検討の基本理論をBiotの多次元圧密理論に準じたものとする。この趣旨に従い、検討対象の数値モデルを多孔質体モデルに限定する。このため、亀裂性岩盤での地下水制御時の地下水挙動評価についても、等価多孔質体モデルに限定して検討を加える。ただし、等価多孔質体モデルでの亀裂性岩盤の透水性を評価するための新たな手法として、小田ら⁵⁰⁾による亀裂の三次元的な分布状況を考慮したクラックテンソルの概念を適用する。さらに、新たなパラメーターの導入を必要とする、ダイレイタンス特性、非線形的な応力・ひずみ挙動および、不飽和状態での挙動には言及しないものとする。

このような基本方針の下での、地下水制御の地下構造物への適用についての基礎的な検討内容は、図1. 3. 1のフローに示すように要約される。

すなわち、第2章では、まず第1章で述べた地下水制御による多様な地盤条件での各種燃料貯蔵施設の建設に伴う地下水挙動を評価するための支配方程式を示す。この支配方程式は、Biotの二相混合体理論⁵¹⁾に基づき地盤・岩盤の変形と地下水の相互作用を考慮し、土質材料から軟岩および硬岩までを対象とした地下水挙動の評価を目的とするものである。

次に、この支配方程式を構成する各パラメーターの物理的な意味について示すとともに、土質材料から岩盤材料の物性に基づく各パラメーターの値の分布幅および解析結果に及ぼす感度について示す。また、この支配方程式のパラメーターの検討より、従来の浸透理論はこの地盤・岩盤の変形と地下水の相互作用を考慮した支配方程式を簡素化したものであることおよび、浸透理論の比貯留係数の物理的な意味を明確にする。

さらに、水封式燃料貯蔵施設の建設を対象とし、この支配方程式を地下構造物建設時の地下水挙動評価および、地下構造物建設後の地下水制御の評価に適用する際の、それぞれの挙動評価の境界値問題としての特徴について示す。

第3章では、水封式燃料貯蔵施設の設計に関して第2章に示した支配方程式を適用し、地下構造物建設時の地下水挙動評価および、建設後の地下水制御時の地下水挙動評価について検討を加える。

地下構造物建設時の挙動評価では、掘削の境界値問題としての特徴として、逐次的な切羽の進行による構造系の変化および、それに伴う作用荷重となる掘

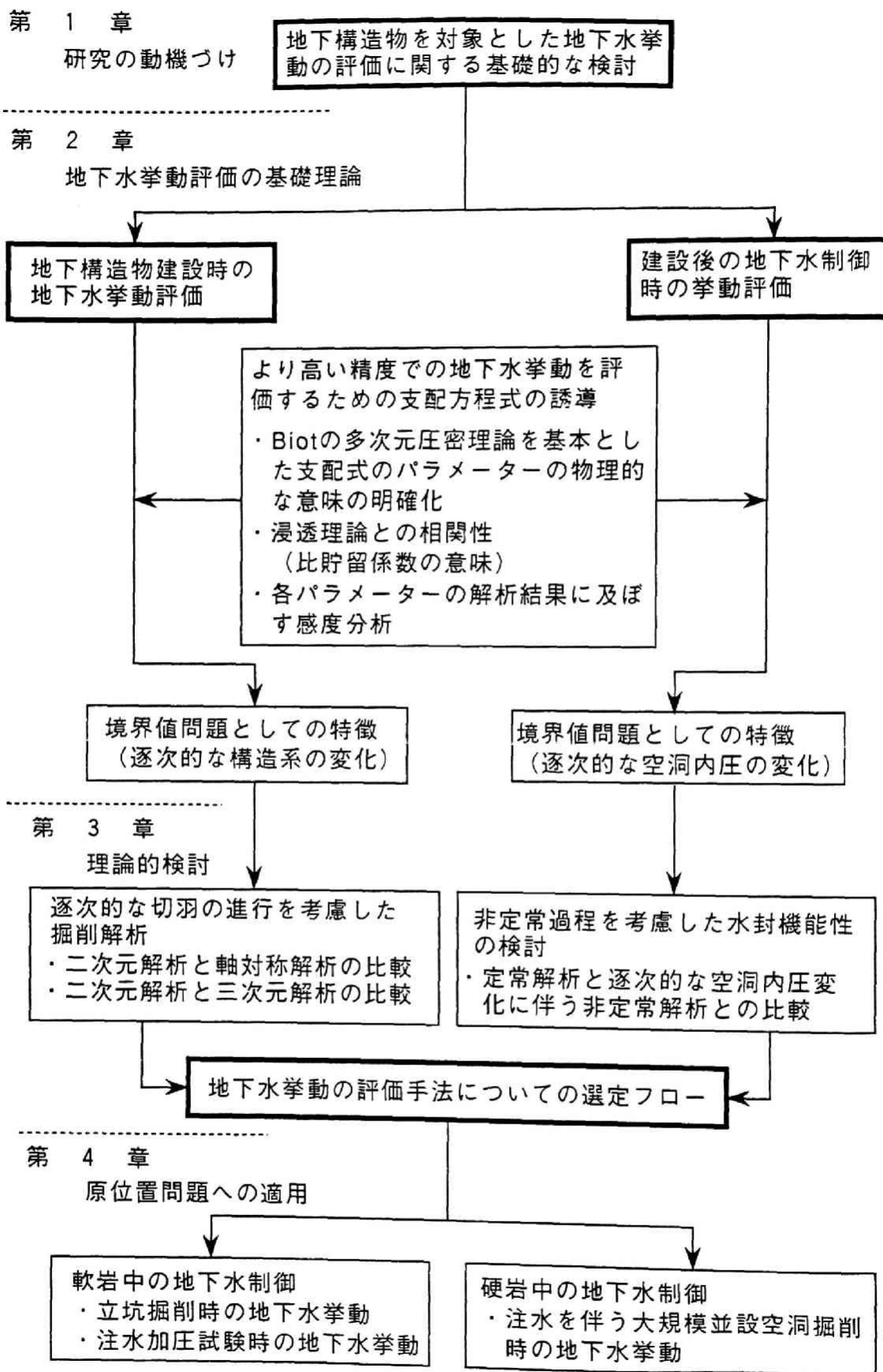


図 1. 3. 1 本研究のフロー

削解放力の変化を取り挙げる。これらの要因を評価するか否かでの地下水挙動の相違について明らかにするため、トンネル掘削問題を対象として、第2章に示した支配方程式を適用し二次元場と三次元場での解析結果の比較検討を行う。

次に、地下構造物建設後の地下水制御の評価では、空洞内圧変化に伴う空洞周辺地下水の挙動評価は、境界値問題としては掘削問題とは異なり構造系が一定で荷重および圧力境界のみが変化する場の問題となる。また、空洞全体に一樣に圧力が作用することから、設計的に二次元場での解析モデルを適用し空洞内圧変化に伴う空洞周辺地下水の挙動評価について検討を加える。ただし、従来の設計方法では、空洞内圧変化に伴う挙動評価を定常状態のみに限定しているため、段階的な空洞内圧の変化に伴う非定常的な地下水挙動について、第2章に示した支配方程式を適用し検討を加える。

さらに、これらの建設時および建設後の地下水挙動の解析結果より、材料の物性値および境界値問題としての特性に基づき、その地下水挙動を合理的に評価するための検討フローを示す。

第4章では、地下水制御の原位置問題への適用例として、それぞれ堆積軟岩および硬岩に建設された地下構造物を取り挙げ、第3章での検討結果に基づく地下水挙動の評価手法を適用し、原位置計測結果の挙動解析を実施する。

堆積軟岩を対象とした原位置問題への適用例では、建設時の事例として立坑掘削時の地下水挙動および、建設後の地下水制御の事例として空洞加圧時の地下水挙動について検討する。前者の立坑掘削に伴う地下水挙動の評価では、三次元的な逐次掘削過程を考慮した解析により計測結果との比較検討を行う。また、後者の空洞加圧に伴う地下水挙動の評価では、二次元モデルでの非定常的な周辺岩盤内の地下水挙動解析を行う。

一方、硬岩を対象とした原位置問題への適用例では、施工時に水封ボーリングからの注水により地下水を制御しながら、亀裂性岩盤中に大規模並設空洞を建設した際の、空洞掘削に伴う地下水挙動について検討を加える。この検討では、計測結果での地下水挙動と亀裂との相関について明らかにする。また、地下水挙動と亀裂との相関性を定量的に評価するための一手法としてクラックテンソルの考え方を適用し、原位置で観察された亀裂分布の解析を行う。さらに、空洞掘削に伴う地下水位の変化について、計測結果およびクラックテンソルの解析結果に基づき設定した等価多孔質体モデルでの解析結果と、計測結果との比較検討を行う。

最後に、第5章では、各章での検討内容を要約して結論を述べる。

参考文献

- 1) 土質工学会編：土のはなしⅡ，技報堂出版，pp.150-152，1981.
- 2) 串山純孝・小林素一：湧水と闘う立坑工事ー上越新幹線中山トンネル，トンネルと地下，Vol.6，pp.15-25，1975.
- 3) 土質工学会編：土のはなしⅠ，技報堂出版，pp.140-145，1983.
- 4) 西垣誠：建設工事における覆水工法，平成2年地下水技術協会秋期講習会テキスト，pp.43-51，1990.
- 5) 花村哲也：地下空間と地下水環境，昭和63年地下水技術協会秋期講習会テキスト，pp.59-77，1988.
- 6) Carslaw, H. and J. Jaeger : Conduction of Heat in Solids, 2nd ed., Oxford University Press, 1959.
- 7) Finn, W. D. : Finite Element Analysis of Seepage through Dams, Proc. ASCE, Vol. 93, No. SM6, pp.41-48, 1967.
- 8) 川本眺万・駒田広也・宮口友延：堤体および基礎における浸透流の有限要素解析について，土と基礎，Vol.18, No.12, pp.19-26，1970.
- 9) 駒田広也・金沢紀一：フィルダムの貯水池水位急降下時の非定常浸透流解析および安定解析，土木学会論文報告集，No. 240，pp.51-62，1975.
- 10) Neuman S. P. : Saturated-Unsaturated Seepage by Finite Elements, Proc. ASCE HY, Vol.99, No.12, pp.2233-2250，1973.
- 11) 赤井浩一・大西有三・西垣誠：有限要素法による飽和ー不飽和浸透流の解析，土木学会論文報告集，No.264，pp.87-96，1977.
- 12) 駒田広也：飽和ー不飽和土中の非定常浸透流解析，電力中央研究所報告，No.377015，1978.
- 13) 山本和彦・大津宏康：菊間地下石油備蓄基地の建設工事概要，地下水技術，Vol.33, No.6, pp.16-35，1991.
- 14) Long, J. C. S., J. S. Remer, C. R. Wilson and P. A. Witherspoon : Porous Media Equivalent of Networks of Discontinuous Fractures, Water Resources Research, Vol.18, No.3, pp.645-658, 1982.
- 15) Wilson C. R. and P. A. Witherspoon : Steady State Flow in Rigid Networks of Fractures, Water Resources Research, Vol.10, No.2, pp.328-335, 1974.
- 16) 川本眺万・門田俊一：亀裂性岩盤内の浸透流の解析について，発電水力，No.147, pp.7-16，1977.
- 17) Barenblatt, G., I. P. Zheltov and I. N. Kochina : Basic Concepts in the Theory of seepage of Homogeneous Liquid in Fissured Rock, Prikl. Matem. Makh., Vol.24,

pp.852-864, 1960.

- 1 8) Duguid, J. O. and P. C. Y. Lee : Flow in Fractured Porous Media, Water Resources Research, Vol.13, No.3, pp.558-566, 1977.
- 1 9) Snow, D. T. : Fracture Deformation and Change of Permeability and Storage upon Change of Fluid Pressure, Quarterly Colorado School Mines J., Vol.63, pp.201-244, 1968.
- 2 0) 松尾新一郎・河野伊一郎：改訂増補地下水位低下工法，鹿島出版会，pp.107-110, 1979.
- 2 1) Biot, M. A. : General Theory of Three-dimensional Consolidation, Jour. Appl. Phys., Vol. 12, pp. 152-164, 1941.
- 2 2) Hudson, J. A. : Rock Mechanics Principles in Engineering Practice, Butterworth, pp.62-63, 1989.
- 2 3) 大西有三：岩盤浸透流の数値解析におけるモデル化手法の研究，京都大学工学博士論文，1990.
- 2 4) Rendulic, L. : Der Hydrodynamische Spannungsausgleich in Zentral Entwässerten Tonzylindern, Wasserwirt. und Tech., 3-1, 1935
- 2 5) Gibson, R. E. and P. Lumb : Numerical Solution of Some Problem in the Consolidation of Clay, Proc. Instn. Civil Eng., 2, pp. 182-198, 1953.
- 2 6) Davis, E. H. and H. G. Poulos : Triaxial Testing and Three-Dimensional Settlement Analysis, Proc.4th Aust.-N.Z. Conf. Soil Mech., pp. 233-243, 1963.
- 2 7) 田村武：Biotの圧密方程式に関する一考察，土木学会論文報告集，No.274, pp.57-67, 1978.
- 2 8) 吉国洋：三次元圧密の基礎理論，土木学会論文報告集，No.201, pp.87-98, 1972.
- 2 9) Christian, J. T. and J. W. Boehmer : Plain Strain Consolidation by Finite Elements, Proc. ASCE., SM4, pp. 1435-1457, 1970.
- 3 0) 赤井浩一・田村武：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析，土木学会論文報告集，No.269, pp.95-104, 1978.
- 3 1) Ohta, H. and H. Sekiguti : Constitutive Equations Considering Anisotropy and Stress Reorientation in Clay, Proc. 3rd. Int. Conf. on Numerical methods in Geomechanics, Aachen, A. A. Balkema, Rotterdam, pp.475-478, 1979.
- 3 2) Sandu, R. S. and E. L. Wilson : Finite Element Analysis of Seepage in Elastic Media, J. Eng. Mech. Div., ASCE, Vol.95, No. EM3, pp.641-652, 1969.
- 3 3) Ghaboussi, J. and E. L. Wilson : Flow of Compressive Fluid in Porous Media, International Journal for numerical methods in engineering, Vol.5, pp.419-442,

1973.

- 3 4) 大西有三・村上毅：有限要素法による地盤の応力・変形を考慮した浸透流解析，土木学会論文報告集，No.298，pp.87-96，1980.
- 3 5) 大西有三・大津宏康：有限要素法による不連続性体の応力・変形・浸透流解析，土木学会論文報告集，No.322，pp.111-120，1982.
- 3 6) 大西有三・柴田祐章・小林晃：有限要素法による応力－浸透－熱移動連成問題解析手法，土木学会論文報告集，No.370/Ⅲ-5，pp.151-158，1986.
- 3 7) Fung, Y.C. : Foundations of Solid Mechanics, Prentice-Hall, Inc. (日本語訳，大橋他：固体の力学，培風館，pp.154-159)，1965.
- 3 8) Åberg, B. : Model Tests on Oil Storage in Unlined Rock Caverns, Storage in excavated rock caverns, Rock Store 77 Vol.2, pp.517-530, 1977.
- 3 9) Åberg, B. : Prevention of Gas Leakage from Unlined Reservoirs in Rock, Rock Store 77 Vol.2, pp.399-414, 1977.
- 4 0) 駒田広也・中川加明一郎・北原義浩・林正夫：水封式燃料地下貯蔵用空洞周辺の浸透流に関する検討，土木学会論文報告集，No.300，pp.69-80，1980.
- 4 1) 日本立地センター：石油地下備蓄技術調査研究報告書，pp.180-249，1979.
- 4 2) 伊藤洋・佐藤邦明・清水昭男：岩盤地下空洞の地下水に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.342，pp.97-106，1984.
- 4 3) 百田博宣：地下空洞をもつ岩盤中の地下水流動の解析手法と流動特性に関する基礎的研究，ORI-R-8906，pp.83-85，1989.
- 4 4) 上田年比古・杉尾哲：被圧水で満たされた円形暗渠の取水量について，土木学会論文報告集，No.194，pp.92-101，1971.
- 4 5) Muskat, M. : The Flow of Homogeneous Fluids Through Porous Media, McGraw-Hill, pp.524-530, 1937.
- 4 6) 宮下国一郎・青木謙治・花村哲也・田島孝也：岩盤内原油備蓄タンクの計測技術，土木学会論文報告集，No.355/Ⅵ-2，pp.30-37，1985.
- 4 7) 下茂道人・竹田直樹・宮下国一郎・青木謙治：岩盤内空洞掘削と地下水環境－菊間実証プラント－，土と基礎，Vol.134，No.11，1986.
- 4 8) 百田博宣・藤城泰行・青木謙治・花村哲也：降雨浸透を考慮した岩盤中の地下水挙動に関する解析的検討，土木学会論文報告集，No.379/Ⅵ-6，pp.74-82，1987.
- 4 9) 木村洋行・下茂道人・立石章：鏡像法を用いた三次元浸透流解析，第16回土質工学研究発表会講演集，1982.

- 5 0) 小田匡寛・前洪卓郎・数納慎吾・羽出山吉裕：クラックテンソルによる
岩盤透水係数の評価，第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，
pp.121-126, 1984.
- 5 1) Biot, M. A. : Mechanics of Deformation and Acoustic Propagation in Porous Media,
Jour. Appl. Phys., Vol. 33, pp. 1482-1498, 1962.

第2章 地下水挙動評価の基礎理論

2.1 概説

第1章に示したように、地下水を人為的に制御するためには、より高い精度で地下水挙動を評価しなければならない。このため、本章では、掘削や圧力変動等の外乱に伴う地下水挙動を合理的に評価するための基礎理論を示す。

地下水流れの基礎方程式は、質量保存則としての連続式により表される。この連続式の基本的な考え方は、図2.1.1に示すように、単位時間当りの系内での流出量・流入量の差分と、系自体の質量変化を等しく設定することである。この内、前者の系内での流出量・流入量の差分は、地下水の流れを支配するポテンシャル（全水頭）の勾配により生じる。一方、後者の系自体の質量変化は、系を構成する構造骨格および間隙流体の体積変化により生じる。したがって、連続式は、水の運動に加えて、本来釣合条件から定められる媒体（地盤・岩盤）と間隙流体の体積変化を考慮することにより定式化される。

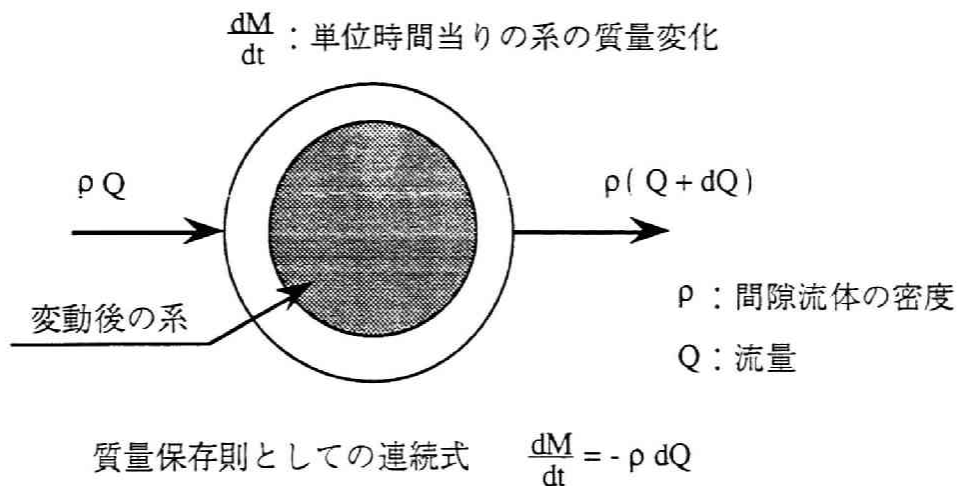


図2.1.1 非定常状態での質量保存則

この系自体の体積変化について、厳密な意味での系を構成する媒体の圧縮性（地盤の変形特性）および間隙流体の圧縮性を考慮した研究として、Biotの多次元圧密理論¹⁾が挙げられる。Biotの理論では、材料を固体相と液体相の二相に分け、各相についての構成関係から連続式を誘導している。その基本的な構成式は次式により表される。

$$\theta = \alpha \varepsilon + \frac{1}{Q} \sigma \quad (2.1.1)$$

ここに、それぞれ θ は体積含水率、 ε は骨格の体積ひずみ、 σ は間隙水圧を

表す。この内、体積含水率 θ は系の全空隙の体積に占める間隙水の割合を示す指標である。飽和・不飽和浸透理論では $\theta = n S_r$ (n : 間隙率, S_r : 飽和度) と表され、不飽和状態では飽和度に依存して変化し、飽和状態では間隙率に一致するものである。また、パラメーター α 、 $1/Q$ は、空気を含む間隙流体を仮定した不飽和土の挙動を評価するためにBiotにより提案されたものである。

この関係式の特徴は、単位時間当りの含水率の変化が、構造骨格のひずみに加えて間隙水圧にも関係づけられることである。このため、骨格の変形・応力が、間隙水の挙動に影響される。しかし、このBiotの圧密理論は、不飽和挙動を表すパラメーター α 、 $1/Q$ の物理的な意味が不明確なため、飽和状態に限定した多次元圧密の支配方程式として適用されてきた。

解析対象を飽和状態に限定した場合には、Biotのパラメーターは、Biotの論文に示されるように、それぞれ $\alpha = 1$ 、 $1/Q = 0$ と設定される。この仮定の下では、体積含水率 θ と骨格の体積ひずみ ϵ が等価な関係になる。このため、従来の土質力学では、体積含水率と骨格の体積ひずみが等しいことが、飽和状態での連続式の基本関係となってきた。

ここで、Biot以降展開されている圧密理論の連続式では、間隙水圧に掛かるパラメーター $1/Q$ は、材料の構造骨格の剛性が水の剛性に比べて充分小さいため無視できると仮定されてきた。ただし、この仮定条件が成り立つのは土質材料の場合に限定される。つまり、対象を軟岩あるいは硬岩とした場合には、材料の構造骨格の剛性は水に比べて無視できない値から水とほぼ同等な値となる。このため、飽和状態であってもパラメーター $1/Q$ は無視できない値となり、体積含水率 θ と骨格の体積ひずみ ϵ が等しくならない場合が生じる。このように、解析対象として土質材料だけでなく岩盤材料までを想定した場合には、これまでの地下水挙動評価のパラメーターについての仮定は成り立たない。

このような観点から、本章では、土質材料から岩盤材料までを対象とし、地下構造物建設に伴う地下水挙動を評価するため、Biotの二相混合体理論²⁾に基づき間隙水と変形との相互作用を考慮した連続式を誘導する。また、この二相体の連続式での各パラメーターの物理的な意味および、材料の物性値に基づく各パラメーターの具体的な値の分布について示す。

次に、二相体の連続式を釣合式と連立させた地下水挙動評価の支配方程式を誘導し、この支配方程式を有限要素法により定式化する。また、前述の各パラメーターの地下水挙動の解析結果に及ぼす感度についても検討を加える。

さらに、水封式燃料貯蔵施設の建設を対象とし、この支配方程式を地下構造物建設時の地下水挙動評価および、地下構造物建設後の地下水制御の評価に適用する場合の、それぞれの境界値問題としての特徴について示す。

2. 2 二相体での連続式の誘導

空洞掘削や空洞内圧変化等の外乱に伴う地下水挙動を合理的に評価するためには、Biotの圧密理論に示されるように、間隙流体と構造骨格との相互作用を的確に表現しなければならない。このため、本節では、二相混合体理論を適用し、この両者の相互作用を考慮した連続式を誘導する。

二相混合体理論は、地盤材料が連続する間隙と骨格からなっていることから、図2. 2. 1に示すように材料を固体相および液体相という抽象的な二つの相の重ね合わせにより表現するものである。

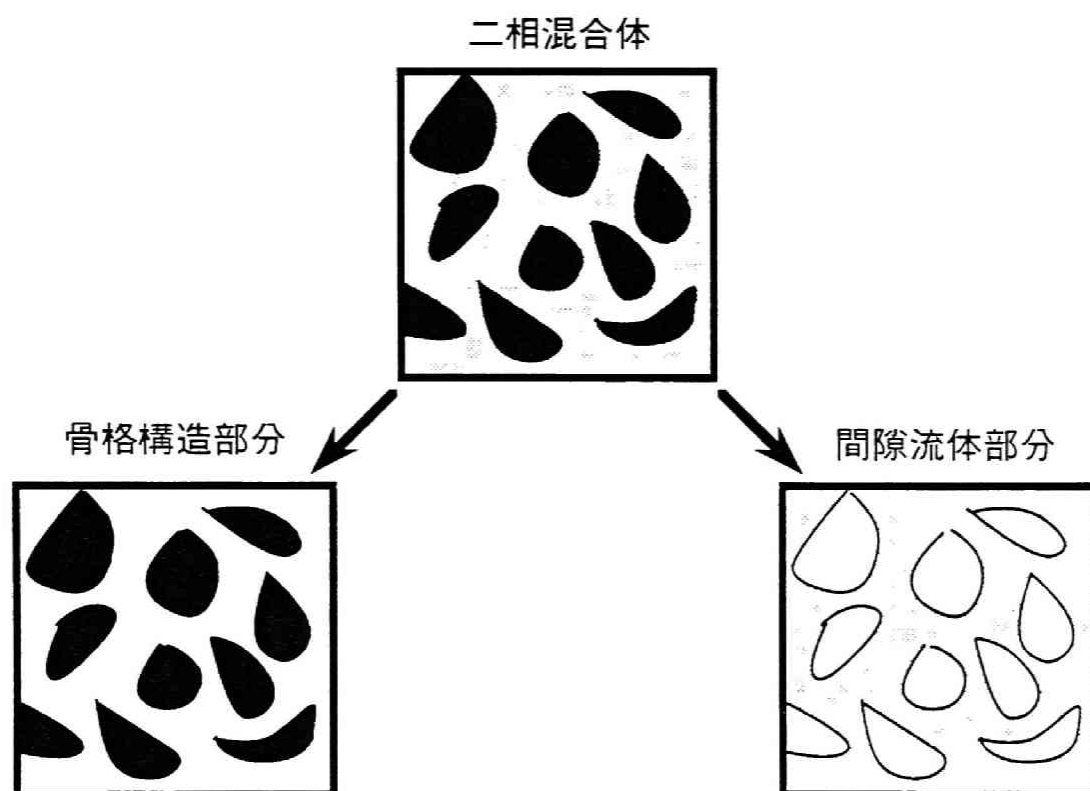


図2. 2. 1 二相混合体の模式図

この理論については、これまでに石原³⁾、岡⁴⁾により基本的な概念が示されるとともに、多孔質体の挙動に関する理論的考察がなされているので、ここでは、これらの考え方に基づき検討を加える。

2. 2. 1 系の質量変化のモデル化

一般的な応力場での二相混合体の応力－ひずみ関係式は、石原による記号を用いて、以下のように表示される。

$$\sigma^{(s)} = \alpha_b \varepsilon_{kk}^{(s)} + \alpha_c \varepsilon_{kk}^{(f)}$$

$$\sigma^{(f)} = \alpha_c \varepsilon_{kk}^{(s)} + k_c \varepsilon_{kk}^{(f)} \quad (2.2.2)$$

$$\sigma^{(s)} = \frac{1}{3} \sigma_{kk}^{(s)}, \sigma^{(f)} = \frac{1}{3} \sigma_{kk}^{(f)}$$

ここで、 $\sigma_{ij}^{(i)}$ および $\varepsilon_{ij}^{(i)}$ は、それぞれ応力テンソルおよびひずみテンソルを表し、サフィックス s, f はそれぞれ固体相、流体相を示す指標である。また、 α_b, α_c, k_c は混合体理論での各材料定数を表す。なお、固体相のひずみ $\varepsilon_{kk}^{(s)}$ は地盤および岩盤等での計測される変形に伴うひずみに相当する。式 (2.2.2) を、ひずみで書き直すと、以下のように変換される。

$$\varepsilon_{kk}^{(s)} = \frac{1}{\alpha_b k_c - \alpha_c^2} (k_c \sigma^{(s)} - \alpha_c \sigma^{(f)}) \quad (2.2.3)$$

$$\varepsilon_{kk}^{(f)} = \frac{1}{\alpha_b k_c - \alpha_c^2} (\alpha_b \sigma^{(f)} - \alpha_c \sigma^{(s)})$$

ここで、二相混合体理論の各材料定数は、土質力学の物理定数と次のように関係づけられる。

$$\begin{aligned} \frac{k_c}{\alpha_b k_c - \alpha_c^2} &= c_b \\ \frac{\alpha_c}{\alpha_b k_c - \alpha_c^2} &= -\frac{1}{n} [c_s + (n-1)c_b] \\ \frac{\alpha_b}{\alpha_b k_c - \alpha_c^2} &= \frac{1}{n} \left[c_l + (n-1) \frac{1}{n} \{c_s + (n-1)c_b\} \right] \end{aligned} \quad (2.2.4)$$

ここに、 c_l は間隙水の圧縮率を、 c_s は土粒子実質部分の圧縮率を、 c_b は土粒子構造骨格の圧縮率を、 n は間隙率を表す。

式 (2.2.4) を式 (2.2.3) に代入すると、各相のひずみは、地盤・岩盤の物理定数を用いて次のように表される。

$$\varepsilon_{kk}^{(s)} = c_b \sigma^{(s)} + \frac{1}{n} \{c_s + (n-1)c_b\} \sigma^{(f)} \quad (2.2.5)$$

$$\varepsilon_{kk}^{(f)} = \frac{1}{n} \left[c_l + (n-1) \frac{1}{n} \{c_s + (n-1)c_b\} \right] \sigma^{(f)} + \frac{1}{n} \{c_s + (n-1)c_b\} \sigma^{(s)}$$

また、式(2.2.5)より、固体相のひずみと液体相のひずみは、次のように関係付けられる。

$$\begin{aligned}\varepsilon_{kk}^{(f)} &= \frac{1}{n} (c_l \sigma^{(f)} + c_s \sigma^{(s)}) + \frac{n-1}{n} \left[c_b \sigma^s + \frac{1}{n} \{c_s + (n-1)c_b\} \sigma^{(f)} \right] \\ &= \frac{1}{n} (c_l \sigma^{(f)} + c_s \sigma^{(s)}) + \frac{n-1}{n} \varepsilon_{kk}^{(s)}\end{aligned}\quad (2.2.6)$$

次に、一般的な応力場での各相の応力を $\sigma^{(f)} = np$ 、 $\sigma^{(s)} = \sigma_m - np$ とすると、固体相のひずみは、次式のように表される。

$$\begin{aligned}\varepsilon_{kk}^{(s)} &= c_b (\sigma_m - np) + \frac{1}{n} [c_s + (n-1)c_b] np \\ &= c_b \left[\sigma_m - \left(1 - \frac{c_s}{c_b}\right) p \right]\end{aligned}\quad (2.2.7)$$

この関係式を、逆変換すると次のような関係となる。

$$\sigma_m = \frac{\varepsilon_{kk}^{(s)}}{c_b} + \left(1 - \frac{c_s}{c_b}\right) p \quad (2.2.8)$$

この式で、右辺第一項は、いわゆる土粒子構造骨格の変形に伴う有効応力成分を表し、右辺第二項は、補正項を含んだ間隙水圧成分を表す。すなわち、式(2.2.8)に示す関係は、一般的な場に対する有効応力の定義式に相当する。

さらに、この関係式を拡張すると、次のような関係となる。

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^e + \beta \delta_{ij} p \quad (2.2.9)$$

ここに、 $\beta = 1 - c_s / c_b$ であり、それぞれ σ_{ij} 、 σ_{ij}^e は全応力テンソルおよび有効応力テンソルを表す。

したがって、固体相のひずみの地盤・岩盤を構成する各材料の圧縮率との関係より、有効応力の定義式が誘導される。また、この式(2.2.9)は、中川⁵⁾により示された一般的な場での有効応力の定義式に一致する。

一方、液体相のひずみについては、式(2.2.6)に、式(2.2.8)を代入することにより、次のような関係式が得られる。

$$\varepsilon_{kk}^{(f)} = \left[1 - \frac{1}{n} \left(1 - \frac{c_s}{c_b}\right) \right] \varepsilon_{kk}^{(s)} + \left[(c_l - c_s) + \frac{c_s}{n} \left(1 - \frac{c_s}{c_b}\right) \right] p \quad (2.2.10)$$

また、排水状態での、系内での間隙のひずみ e_p は、各相のひずみより次のように表される。

$$e_p = \epsilon_{kk}^{(s)} - \epsilon_{kk}^{(f)}$$

$$= \frac{1}{n} \left(1 - \frac{c_s}{c_b} \right) \epsilon_{kk}^{(s)} - \frac{1}{n} \left[nc_b \left(\frac{c_l}{c_b} \right) + (1-n)c_b \left(\frac{c_s}{c_b} \right) - c_s \left(\frac{c_s}{c_b} \right) \right] p \quad (2.2.11)$$

ここで、系内の質量変化 M は、二相混合体の定義より次のように表される。

$$M = \overline{\rho_f} e_p = \rho_f n e_p \quad (2.2.12)$$

ここに、 $\overline{\rho_f}$ および ρ_f は、それぞれ液体相および間隙流体の密度を表す。

したがって、地下水の流れに伴う非定常状態での系内の質量変化は、式 (2.2.11) ~ 式 (2.2.12) より、次のように表される。

$$M = \rho_f \left[\left(1 - \frac{c_s}{c_b} \right) \epsilon_{kk}^{(s)} - \left\{ nc_b \left(\frac{c_l}{c_b} \right) + (1-n)c_b \left(\frac{c_s}{c_b} \right) - c_s \left(\frac{c_s}{c_b} \right) \right\} p \right] \quad (2.2.13)$$

式 (2.2.13) に示すように、非定常状態での系内からの質量変化は、飽和状態であっても地盤・岩盤を構成する各材料の圧縮率を係数とする、土粒子構造骨格の体積ひずみおよび間隙水圧の関数となる。

また、式 (2.2.13) に示す関係で、特殊な条件として、土粒子実質部分の圧縮率 c_s が土粒子構造骨格の圧縮率 c_b に比べて充分小さい場合 ($c_s/c_b \rightarrow 0$) には、系内からの質量変化は次のように表される。なお、この条件の場合には、 β の定義から古典的なTerzaghi⁶⁾ の有効応力式 ($\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^e + p$) が成り立つ。

$$M = \rho_f \left[\epsilon_{kk}^{(s)} - nc_l p \right] \quad (2.2.14)$$

さらに、間隙水の圧縮率 c_l が土粒子構造骨格の圧縮率 c_b に比べて充分小さい場合 ($c_l/c_b \rightarrow 0$) には、式 (2.2.14) はより簡素化され、系内からの質量変化は次のように表される。

$$M = \rho_f \epsilon_{kk}^{(s)} \quad (2.2.15)$$

したがって、一般的な圧密理論での体積含水率 θ と土粒子構造骨格の体積ひずみ ϵ (あるいは $\epsilon_{kk}^{(s)}$) が等しいという仮定は、土粒子構造骨格の圧縮率

が他の圧縮率に比べて充分小さく無視される場合にのみ成立することが明らかになる。

次に、非排水条件では、系内での質量変化が生じないことから、式(2.2.13)で質量変化 M を零とすると、増分形の表示で次の関係が成り立つ。

$$\left(1 - \frac{c_s}{c_b}\right) \Delta \epsilon_{kk}^{(s)} = \left\{ n c_b \left(\frac{c_l}{c_b}\right) + (1 - n) c_b \left(\frac{c_s}{c_b}\right) - c_s \left(\frac{c_s}{c_b}\right) \right\} \Delta p \quad (2.2.16)$$

ここで、 $\Delta \epsilon_{kk}^{(s)}$ および Δp は、それぞれ非排水状態での外力変動に伴う体積ひずみ増分および間隙水圧増分を表す。

また、体積ひずみ増分 $\Delta \epsilon_{kk}^{(s)}$ については、式(2.2.7)より次の増分関係が成り立つ。

$$\Delta \epsilon_{kk}^{(s)} = c_b \left[\Delta \sigma_m - \left(1 - \frac{c_s}{c_b}\right) \Delta p \right] \quad (2.2.17)$$

ここで、 $\Delta \sigma_m$ は非排水状態での外力変動に伴う平均主応力増分を表す。

式(2.2.16)に式(2.2.17)を代入すると、非排水状態での外力変動と間隙水圧変化は次のような関係式となる。

$$\Delta p = \frac{c_b - c_s}{(c_b - c_s) + n(c_l - c_s)} \Delta \sigma_m \quad (2.2.18)$$

式(2.2.18)で、間隙水圧増分と平均主応力増分を結び付ける係数は、土質力学の間隙水圧係数 B に対応する。また、この係数は、岡⁴⁾により示された一般的な場での間隙水圧係数 B の定義式と一致する。

このように、一般的な間隙水圧係数 B は、質量変化を表す式(2.2.13)の係数と同様に、土粒子構造骨格の圧縮率 c_b 、土粒子実質部分の圧縮率 c_s および間隙流体の圧縮率 c_l の関数となる。また、通常飽和状態では間隙水圧係数 B が1と設定されるが、この仮定は式(2.2.18)より、土粒子実質部分および間隙水の圧縮率が、土粒子構造骨格の圧縮率に比べて充分小さく無視される場合にのみ成立することが明らかになる。

2.2.2 質量変化に関わるパラメーターの解釈

2.2.1の検討より、排水状態および非排水状態での質量変化に関わるパラメーターは、土粒子構造骨格の圧縮率 c_b 、土粒子実質部分の圧縮率 c_s および間隙流体の圧縮率 c_l の関数となることを示した。ここでは、これらのパラ

メーターが、実際の地盤・岩盤を対象とした場合には、具体的にどのような値および分布となるかについて検討を加える。

(1) 排水状態のパラメーター

式(2.2.13)に示すように、排水状態での系の質量変化は、地盤・岩盤を構成する材料の圧縮率を係数として含む、土粒子構造骨格の体積ひずみと間隙水圧の関数により表される。この関係式での土粒子構造骨格の体積ひずみおよび間隙水圧に掛かる係数より、Biotのパラメーター α 、 $1/Q$ の物理的な意味が次のように明確となる。

① 体積ひずみに掛かる係数の比較より、Biotのパラメーター α は、土粒子実質部分の圧縮率と土粒子構造骨格の圧縮率の比より定義されるパラメーター β ($1 - c_s / c_b$) と等価になる。したがって、このパラメーター α は、一般的な有効応力の定義式での間隙水圧に対する補正項と等価になり、間隙水の圧縮性と無関係に定まるものである。

② 間隙水圧に掛かる係数の比較より、Biotのパラメーター $1/Q$ は、式(2.2.13)の右辺第2項に示される、間隙率および各種圧縮率の関数形と等価になる。したがって、このパラメーター $1/Q$ は、間隙水の圧縮率と、これに対する他の材料に関する圧縮率との比により定められるものである。

ここで、上記の各パラメーターを、Skempton⁷⁾ および赤井ら⁸⁾ により示された、各種地盤・岩盤材料のコアでの圧縮率に基づき算定した結果を表2.2.1に示す。

表2.2.1 系の質量変化に関わるパラメーターの算定結果 (コア)

材 料	圧縮率		β	間隙率 n	$1/Q$
	c_b	c_s			
石英質砂岩	5.8	2.7	0.53	0.05 ~ 0.10	3.71 ~ 5.18
花崗岩 (30 m深さ)	7.5	1.9	0.75	0.05 ~ 0.10	3.72 ~ 5.18
Vermont大理石	17.5	1.9	0.89	0.05 ~ 0.10	4.00 ~ 5.18
コンクリート (近似値)	20.0	2.5	0.88	0.05 ~ 0.10	4.46 ~ 5.28
堆積岩 (凝灰岩)	110.0	2.0	0.98	0.20 ~ 0.40	11.16 ~ 19.31
堆積岩 (凝灰岩)	660.0	2.0	1.00	0.20 ~ 0.40	11.19 ~ 19.30
密な砂	1800.0	2.7	1.00	0.30 ~ 0.50	16.29 ~ 24.13
ゆるい砂	9000.0	2.7	1.00	0.50 ~ 0.70	25.35 ~ 33.53
London粘土 (過圧密)	7500.0	2.0	1.00	0.50 ~ 0.70	25.00 ~ 33.40
Gosport粘土 (正規圧密)	60000.0	2.0	1.00	0.50 ~ 0.70	25.00 ~ 33.40

単位 $(\times 10^{-6} \text{ 1/(kgf/cm}^2 \text{)})$

単位 $(\times 10^{-6} \text{ 1/(kgf/cm}^2 \text{)})$

なお、表 2. 2. 1 に示す算定結果で、間隙水の圧縮率 c_w は、 $48 \times 10^{-6} 1/(kgf/cm^2)$ と設定した。この内、赤井らによる凝灰岩の変形係数は、ポアソン比を 0.33 に設定した場合、約 $1,500 \sim 9,000 kgf/cm^2$ に相当する。

一方、岩盤では、亀裂等の不連続面の影響によりマスとしての剛性が低下するため、設計には、平板載荷試験あるいは孔内載荷試験等の原位置試験により算定される亀裂を含んだ巨視的変形係数が適用される。ここでは、この考え方に準じて、巨視的変形係数を亀裂をも含むマスとしての土粒子構造骨格の圧縮性を表するものと仮定する。この仮定の下に、電中研式岩盤分類⁹⁾、本州四国連絡橋建設時の花崗岩の岩盤区分¹⁰⁾ および、大規模地下空洞建設時の岩盤区分¹¹⁾ での変形係数に基づき、パラメーター β 、 $1/Q$ を算定した結果を表 2. 2. 2 に示す。なお、表 2. 2. 2 に示す算定結果で、間隙水の圧縮率 c_w および土粒子実質部分の圧縮率 c_s は、それぞれ $48 \times 10^{-6} 1/(kgf/cm^2)$ および $2 \times 10^{-6} 1/(kgf/cm^2)$ と設定した。

表 2. 2. 1 および表 2. 2. 2 に示すように、体積ひずみに掛かるパラメーター β (あるいは α) は、土粒子構造骨格の剛性 (すなわち変形係数) の増加に伴い減少するが、変形係数が数万 kgf/cm^2 以上の硬質岩を除いてほぼ 1 となる。したがって、通常の土質材料に加えて、変形係数が数千 kgf/cm^2 オーダーの軟岩に対しては、式 (2. 2. 9) より古典的な Terzaghi の有効応力式が適用可能である。

次に、間隙水圧に掛かるパラメーター $1/Q$ のコアおよび岩盤に対する算定結果は、 $(3.7 \sim 33.4) \times 10^{-6} 1/(kgf/cm^2)$ となるが、その変化の幅は、土粒子構造骨格の圧縮率の分布幅に比べて小さい。このパラメーター $1/Q$ の算定結果と土粒子構造骨格の圧縮率 c_s との関係を図 2. 2. 2 に示す。同図に示すように、 $1/Q$ と土粒子構造骨格の圧縮率 c_s は、両対数紙上でコアと岩盤のデータで有意なバラツキはなくほぼ直線的な関係にある。この関係で、パラメーター $1/Q$ は、変形係数を $10,000 kgf/cm^2$ 、ポアソン比 ν を $0.25 \sim 0.35$ として算定した土粒子構造骨格の圧縮率 c_s の範囲 ($90 \times 10^{-6} 1/(kgf/cm^2) \sim 150 \times 10^{-6} 1/(kgf/cm^2)$) で土粒子構造骨格の圧縮率 c_s の $1/10$ 程度となる。材料の土粒子構造骨格の圧縮率がこの範囲を越えて大きくなるにつれて、 $1/Q$ と c_s との差異は級数的に大きくなるため、近似的に $1/Q = 0$ となる。この場合には、系の質量変化は、式 (2. 2. 15) に表されるように、土粒子構造骨格の体積ひずみの変化率のみの関数となる。

これに対して、変形係数が $10,000 kgf/cm^2$ を上回る材料では、土粒子構造骨格の圧縮率が小さくなるにつれて、 $1/Q$ と c_s が同程度の値となる。この場合には、系の質量変化は、式 (2. 2. 13) に表されるように、土粒子構造骨

表 2. 2. 2 系の質量変化に関わるパラメーターの算定結果 (岩盤)

岩盤区分および種類	岩盤区分	変形係数E	ポアソン比	骨格の圧縮率 c_b	β	間隙率 n	$1/Q$
電中研式岩盤分類	A,B	50000 ~ 以上	0.25	30 ~ 以下	0.93 ~ 以下	0.05 ~ 0.10	6.47 ~ 以下
	CH	20000 ~ 50000	0.25	30 ~ 75	0.93 ~ 0.97	0.10 ~ 0.15	6.47 ~ 8.85
	CM	5000 ~ 20000	0.30	60 ~ 240	0.97 ~ 0.99	0.15 ~ 0.25	8.83 ~ 13.48
	CL,D	5000 ~ 以下	0.35	180 ~ 以上	0.99 ~ 1.00	0.30 ~ 以上	15.78 ~ 以上
本四連絡橋岩盤区分 (花崗岩)	B	24000 ~ 以上	0.25	63 ~ 以下	0.97 ~ 以下	0.08 ~ 0.11	7.00 ~ 以下
	CH	12000 ~ 24000	0.25	63 ~ 125	0.97 ~ 0.98	0.11 ~ 0.15	7.00 ~ 8.02
	CM	6000 ~ 12000	0.30	100 ~ 200	0.98 ~ 0.99	0.15 ~ 0.20	8.86 ~ 10.38
	CL	3300 ~ 6600	0.35	136 ~ 273	0.99 ~ 0.99	0.20 ~ 0.27	11.17 ~ 13.68
	DH	2000 ~ 3300	0.35	273 ~ 450	0.99 ~ 1.00	0.27 ~ 0.37	14.41 ~ 18.38
	DM	750 ~ 2000	0.35	450 ~ 1200	1.00 ~ 1.00	0.44 ~ 0.50	22.23 ~ 24.50
	DL	125 ~ 750	0.35	1200 ~ 7200	1.00 ~ 1.00	0.57 ~ 0.64	28.22 ~ 31.08
岩盤タンク岩盤区分 (花崗岩)	Hv	65000 ~ 100000	0.25	15 ~ 23	0.87 ~ 0.91	0.05 ~ 0.10	4.03 ~ 5.53
	H	35000 ~ 65000	0.25	23 ~ 43	0.91 ~ 0.95	0.10 ~ 0.15	6.43 ~ 7.88
	M	20000 ~ 35000	0.30	34 ~ 60	0.94 ~ 0.97	0.15 ~ 0.25	8.78 ~ 12.63
	L	10000 ~ 20000	0.35	45 ~ 90	0.96 ~ 0.98	0.20 ~ 0.25	11.11 ~ 12.66
	Lv	10000 ~ 以下	0.35	90 ~ 以上	0.98 ~ 以上	0.25 ~ 0.30	13.46 ~ 以上

単位 (kgf/cm²)

($\times 10^{-6} 1/(kgf/cm^2)$)

($\times 10^{-6} 1/(kgf/cm^2)$)

凡 例

コア (表 2. 2. 1 参照)

岩盤 (表 2. 2. 2 参照)

- | | | |
|------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| 1 石英質砂岩 | ① 電中研式岩盤分類 (A, Bクラス) | ⑨ 本四連絡橋岩盤区分 (D _H クラス) |
| 2 花崗岩 (30m深さ) | ② 電中研式岩盤分類 (C _H クラス) | ⑩ 本四連絡橋岩盤区分 (D _M クラス) |
| 3 Vermont大理石 | ③ 電中研式岩盤分類 (C _V クラス) | ⑪ 本四連絡橋岩盤区分 (D _L クラス) |
| 4 コンクリート | ④ 電中研式岩盤分類 (C _L , Dクラス) | ⑫ 岩盤タンク岩盤区分 (H _V クラス) |
| 5 堆積岩 (凝灰岩) | ⑤ 本四連絡橋岩盤区分 (Bクラス) | ⑬ 岩盤タンク岩盤区分 (Hクラス) |
| 6 堆積岩 (凝灰岩) | ⑥ 本四連絡橋岩盤区分 (C _H クラス) | ⑭ 岩盤タンク岩盤区分 (Mクラス) |
| 7 密な砂 | ⑦ 本四連絡橋岩盤区分 (C _M クラス) | ⑮ 岩盤タンク岩盤区分 (Lクラス) |
| 8 ゆるい砂 | ⑧ 本四連絡橋岩盤区分 (C _L クラス) | ⑯ 岩盤タンク岩盤区分 (L _V クラス) |
| 9 London粘土 (過圧密) | | |

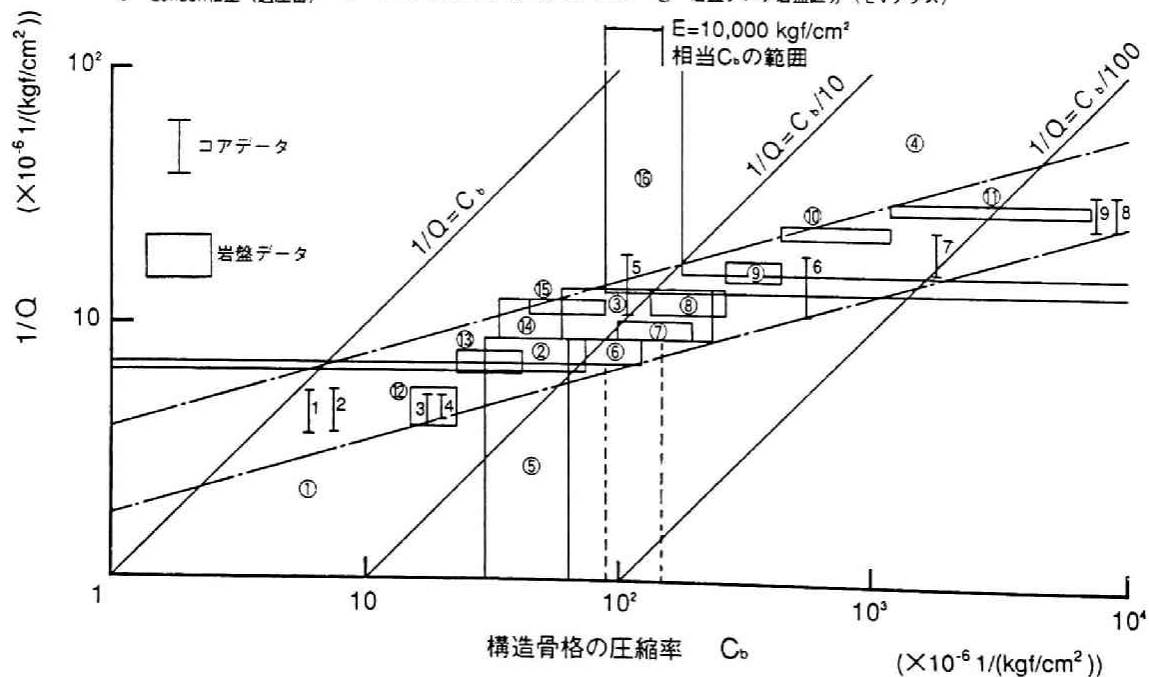


図 2. 2. 2 パラメーター $1/Q$ と構造骨格の圧縮率 C_b との関係

格の体積ひずみの変化率と間隙水圧の変化率の関数となる。

このように、排水状態での系の質量変化に関する各パラメーターは、土質材料および岩盤材料等の材料の土粒子構造骨格の圧縮率と他の圧縮率との相対的な比率により変化する。

(2) 非排水状態のパラメーター

非排水状態でのパラメーターである間隙水圧係数Bは、式(2.2.18)より次式のように表される。

$$B = \frac{c_b - c_s}{(c_b - c_s) + n(c_l - c_s)} \quad (2.2.19)$$

この関係式に、Skemptonおよび赤井らによる各種地盤、岩盤材料のコアの圧縮率を適用した場合、表2.2.3に示すような関係が得られる。

表2.2.3 各種材料に対するB値(コア)

材 料	圧縮率		β	間隙率 n	B 値
	c _b	c _s			
石英質砂岩	5.8	2.7	0.53	0.05 ~ 0.10	0.58 ~ 0.41
花崗岩(30m深さ)	7.5	1.9	0.75	0.05 ~ 0.10	0.71 ~ 0.55
Vermont大理石	17.5	1.9	0.89	0.05 ~ 0.10	0.87 ~ 0.77
コンクリート(近似値)	20	2.5	0.88	0.05 ~ 0.10	0.88 ~ 0.79
堆積岩(凝灰岩)	110	2.0	0.98	0.20 ~ 0.40	0.92 ~ 0.85
堆積岩(凝灰岩)	660	2.0	1.00	0.20 ~ 0.40	0.99 ~ 0.97
密な砂	1800	2.7	1.00	0.30 ~ 0.50	0.99 ~ 0.99
ゆるい砂	9000	2.7	1.00	0.50 ~ 0.70	1.00 ~ 1.00
London粘土(過圧密)	7500	2.0	1.00	0.50 ~ 0.70	1.00 ~ 1.00
Gosport粘土(正規圧密)	60000	2.0	1.00	0.50 ~ 0.70	1.00 ~ 1.00

単位 $(\times 10^{-6} \text{ 1/(kgf/cm}^2))$

また、(1)での排水状態での系の質量変化に関するパラメーターの検討と同様な仮定の下に、電中研式岩盤分類、本州四国連絡橋建設時の花崗岩の岩盤区分および、大規模地下空洞建設時の岩盤区分での巨視的変形係数に基づく、B値の算定結果を表2.2.4に示した。

なお、この表2.2.3および表2.2.4に示すコアおよび岩盤としてのB値の算定過程で、間隙水の圧縮率 c_l および土粒子実質部分の圧縮率 c_s は、それぞれ $48 \times 10^{-6} \text{ 1/(kgf/cm}^2)$ および $2 \times 10^{-6} \text{ 1/(kgf/cm}^2)$ と設定した。

これらの表に示すコアおよび岩盤に対する、B値の算定結果と土粒子構造骨格の圧縮率 c_b との関係を図2.2.3に示す。同図に示すように、片対数紙

表 2. 2. 4 各種岩盤に対する B 値の算定結果

岩盤区分および種類	岩盤区分	変形係数E	ポアソン比	骨格の圧縮率 c_b	β	間隙率 n	B 値
電中研式岩盤分類	A,B	50000 ~ 以上	0.25	30 ~ 以下	0.93 ~ 以下	0.05 ~ 0.10	0.86 ~ 以下
	CH	20000 ~ 50000	0.25	30 ~ 75	0.93 ~ 0.97	0.10 ~ 0.15	0.80 ~ 0.94
	CM	5000 ~ 20000	0.30	60 ~ 240	0.97 ~ 0.99	0.15 ~ 0.25	0.83 ~ 0.97
	CL,D	5000 ~ 以下	0.35	180 ~ 以上	0.99 ~ 1.00	0.30 ~ 以上	0.93 ~ 以上
本四連絡橋岩盤区分 (花崗岩)	B	24000 ~ 以上	0.25	63 ~ 以下	0.97 ~ 以下	0.08 ~ 0.11	0.92 ~ 以下
	CH	12000 ~ 24000	0.25	63 ~ 125	0.97 ~ 0.98	0.11 ~ 0.15	0.92 ~ 0.96
	CM	6000 ~ 12000	0.30	100 ~ 200	0.98 ~ 0.99	0.15 ~ 0.20	0.91 ~ 0.97
	CL	3300 ~ 6600	0.35	136 ~ 273	0.99 ~ 0.99	0.20 ~ 0.27	0.92 ~ 0.97
	DH	2000 ~ 3300	0.35	273 ~ 450	0.99 ~ 1.00	0.27 ~ 0.37	0.94 ~ 0.97
	DM	750 ~ 2000	0.35	450 ~ 1200	1.00 ~ 1.00	0.44 ~ 0.50	0.95 ~ 0.98
	DL	125 ~ 750	0.35	1200 ~ 7200	1.00 ~ 1.00	0.57 ~ 0.64	0.98 ~ 1.00
岩盤タンク岩盤区分 (花崗岩)	Hv	65000 ~ 100000	0.25	15 ~ 23	0.87 ~ 0.91	0.05 ~ 0.10	0.74 ~ 0.90
	H	35000 ~ 65000	0.25	23 ~ 43	0.91 ~ 0.95	0.10 ~ 0.15	0.75 ~ 0.90
	M	20000 ~ 35000	0.30	34 ~ 60	0.94 ~ 0.97	0.15 ~ 0.25	0.74 ~ 0.89
	L	10000 ~ 20000	0.35	45 ~ 90	0.96 ~ 0.98	0.20 ~ 0.25	0.79 ~ 0.91
	Lv	10000 ~ 以下	0.35	90 ~ 以上	0.98 ~ 以上	0.25 ~ 0.30	0.86 ~ 以上

単位 (kgf/cm²) ($\times 10^{-6} 1/(kgf/cm^2)$)

凡 例

コア (表 2. 2. 3 参照)

岩盤 (表 2. 2. 4 参照)

- | | | |
|-------------------|-------------------------------------|----------------------------------|
| 1 石英質砂岩 | ① 電中研式岩盤分類 (A, B クラス) | ⑨ 本四連絡橋岩盤区分 (D _w クラス) |
| 2 花崗岩 (30m 深さ) | ② 電中研式岩盤分類 (C _w クラス) | ⑩ 本四連絡橋岩盤区分 (D _m クラス) |
| 3 Vermont 大理石 | ③ 電中研式岩盤分類 (C _w クラス) | ⑪ 本四連絡橋岩盤区分 (D _i クラス) |
| 4 コンクリート | ④ 電中研式岩盤分類 (C _i , D クラス) | ⑫ 岩盤タンク岩盤区分 (H _v クラス) |
| 5 堆積岩 (凝灰岩) | ⑤ 本四連絡橋岩盤区分 (B クラス) | ⑬ 岩盤タンク岩盤区分 (H クラス) |
| 6 堆積岩 (凝灰岩) | ⑥ 本四連絡橋岩盤区分 (C _w クラス) | ⑭ 岩盤タンク岩盤区分 (M クラス) |
| 7 密な砂 | ⑦ 本四連絡橋岩盤区分 (C _w クラス) | ⑮ 岩盤タンク岩盤区分 (L クラス) |
| 8 ゆるい砂 | ⑧ 本四連絡橋岩盤区分 (C _i クラス) | ⑯ 岩盤タンク岩盤区分 (L _v クラス) |
| 9 London 粘土 (過圧密) | | |

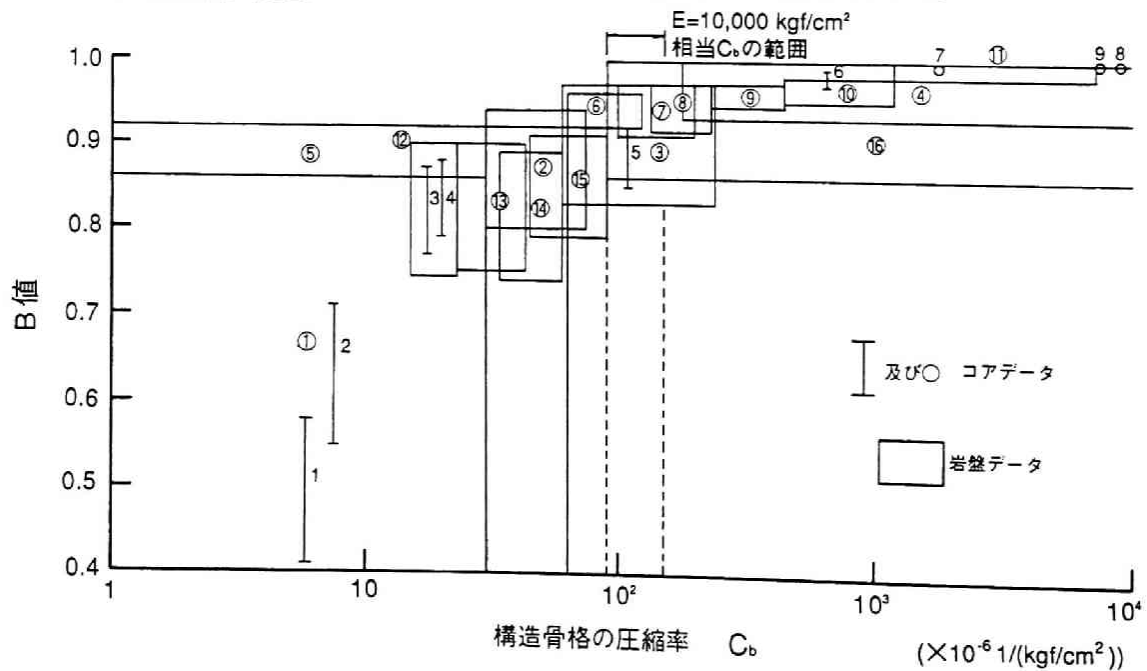


図 2. 2. 3 B 値と構造骨格の圧縮率 C_b との関係

上でコアと岩盤のデータで有意な相違は認められず、B 値は全般的に土粒子構造骨格の圧縮率 c_0 の増加に伴い放物線的に 1 に漸近する分布状態となる。また、この関係で、変形係数 $10,000 \text{ kgf/cm}^2$ でポアソン比 ν を 0.25～0.35 として算定した土粒子構造骨格の圧縮率 c_0 の範囲 ($90 \times 10^{-6} 1/(\text{kgf/cm}^2) \sim 150 \times 10^{-6} 1/(\text{kgf/cm}^2)$) を上回る圧縮率を有する材料では、B 値は近似的に 1 と判定される。

したがって、通常の土質材料では、土粒子構造骨格の圧縮率に比べて他の要因の圧縮率が充分小さいことより、B 値が 1 の関係が成り立つ。また、岩盤での巨視的変形係数を含めて変形係数が数千 kgf/cm^2 オーダーの材料では、土粒子構造骨格の圧縮率が小さくなり他の要因の圧縮率の影響が現れてくるが、近似的には B 値を 1 と見なすことができる。

一方、岩盤での巨視的変形係数を含めて変形係数が $10,000 \text{ kgf/cm}^2$ 以上の硬質岩では、他の圧縮率が土粒子構造骨格の圧縮率に比べて無視できないオーダーとなるので、B 値は材料の剛性が高くなるに連れて小さくなり 1 以下の値となる。例えば、花崗岩のコアで間隙率 n を 5～10% とした場合、B 値は 0.55～0.71 になり、この場合には、外力に伴う等方応力増分量 $\Delta \sigma_m$ の 50～70% に低減された量が水圧の変動量となる。このように、外乱に伴う非排水状態での水圧に及ぼす影響は、材料の剛性に依存して変化する。

2. 2. 3 二相体の連続式

2. 2. 1 に示した系内の質量変化の関係式より、地盤・岩盤材料を対象とし間隙水と変形との相互作用を考慮した連続式を誘導するとともに、従来の浸透理論との相関について検討を加える。

(1) 連続式の誘導

質量保存則より、系自体の質量変化は、系内への浸透水の流出量・流入量の差分と次のように関係付けられる。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + (\rho_f v_i)_{,i} = 0 \quad (2. 2. 20)$$

ここに、 v_i は流速を表す。

また、浸透水の運動方程式は、Darcy の法則より次のように表される。

$$v_i = k h_{,i} \quad (2. 2. 21)$$

ここに、 k は透水係数を、 h は全水頭を表す。

式(2.2.20)に、式(2.2.13)および式(2.2.21)を代入することで、以下のように地盤・岩盤材料を対象とした連続式が誘導される。

$$[k(\varphi+z),i],i = - \left[\left(1 - \frac{c_s}{c_b} \right) \frac{\partial \epsilon_{kk}^{(s)}}{\partial t} - \gamma_w \left\{ n c_b \left(\frac{c_l}{c_b} \right) + (1-n) c_b \left(\frac{c_s}{c_b} \right) - c_s \left(\frac{c_s}{c_b} \right) \right\} \frac{\partial \varphi}{\partial t} \right] \quad (2.2.22)$$

ここに、 ψ は圧力水頭を、 z は位置水頭を表す。

さらに、式(2.2.18)に示す連続式は、前述の土粒子構造骨格の圧縮率と他の圧縮率との大小関係より、それぞれ以下のように簡素化される。

1) $c_s / c_b \rightarrow 0$

$$[k(\varphi+z),i],i = - \left[\frac{\partial \epsilon_{kk}^{(s)}}{\partial t} - \gamma_w n c_l \frac{\partial \varphi}{\partial t} \right] \quad (2.2.23)$$

2) $c_s / c_b \rightarrow 0$ かつ $c_l / c_b \rightarrow 0$

$$[k(\varphi+z),i],i = - \frac{\partial \epsilon_{kk}^{(s)}}{\partial t} \quad (2.2.24)$$

したがって、地盤・岩盤材料を対象とした一般的な条件での連続式は、地盤・岩盤を構成する材料の各圧縮率の関数を係数とする偏微分方程式となる。以上の誘導より、従来の理論での体積含水率 θ と土粒子構造骨格の体積ひずみ ϵ を等価とする仮定は、地盤・岩盤を構成する材料の各圧縮率の中で土粒子構造骨格の圧縮率が卓越する場合にのみ成り立つことが明らかとなる。

また、式(2.2.22)～式(2.2.24)に示す連続式は、いずれも間隙水圧(あるいは全水頭)に加えて、地盤・岩盤の体積ひずみを未知数とする方程式となる。この非定常状態での体積ひずみの変化は、間隙水と変形との相互作用により生じる。このため、その変化は、連続式を釣合式と連立させ算定しなければならない。

(2) 浸透理論との相関

式(2.2.22)に示す二相体の連続式は、間隙水圧(全水頭)と土粒子構造骨格の体積ひずみを未知数とする偏微分方程式である。これに対して、従来の浸透理論の連続式は、間隙水圧(全水頭)のみを未知数とする偏微分方程式である。すなわち、従来の浸透理論は、体積ひずみとは無関係に間隙水圧

(全水頭) についての初期条件・境界条件を満足する解を算定する境界値問題となる。

ここでは、この地下水挙動の評価方法の相関を明らかにするため、式(2.2.22)に示す二相体の連続式より体積ひずみの項を消去し、従来の浸透理論の連続式を誘導する。また、この誘導過程で、体積ひずみを簡素化するための仮定条件について明らかにする。

(a) 浸透理論の連続式

式(2.2.22)に示す二相体の連続式は、体積ひずみの項に平均有効主応力と体積ひずみの関係式 $\epsilon = c_b \sigma_m'$ を代入することで、次のように変形される。

$$[k(\phi+z),i],i = - \left[\left(1 - \frac{c_s}{c_b} \right) c_b \frac{\partial \sigma_m'}{\partial t} - \gamma_w \left\{ n c_b \left(\frac{c_l}{c_b} \right) + (1-n) c_b \left(\frac{c_s}{c_b} \right) - c_s \left(\frac{c_s}{c_b} \right) \right\} \frac{\partial \phi}{\partial t} \right] \quad (2.2.25)$$

式(2.2.25)に、有効応力の定義式 $\sigma_m' = \sigma_m - \gamma_w \phi$ を代入し、全応力が時間的に変化しないと仮定すると、以下のような体積ひずみの項を消去した連続式が誘導される。

$$[k(\phi+z),i],i = \gamma_w \left[c_b + n c_l - \left\{ n c_b + c_s \right\} \left(\frac{c_s}{c_b} \right) \right] \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (2.2.26)$$

式(2.2.26)は、体積ひずみの項を含まず水圧のみを未知数とする従来の浸透理論の連続式に相当する。また、式(2.2.26)の右辺の時間項に掛かる係数は、浸透理論での比貯留係数に相当する。したがって、一般的な場での比貯留係数 S_s は、それぞれ土粒子構造骨格、土粒子実質部分および間隙流体の圧縮率の関数として以下のように定義される。

$$S_s = \gamma_w \left[c_b + n c_l - \left\{ n c_b + c_s \right\} \left(\frac{c_s}{c_b} \right) \right] \quad (2.2.27)$$

式(2.2.27)の定義式で、特殊な条件として土粒子構造骨格の圧縮率と、土粒子実質部分および間隙流体の圧縮率の関係から、比貯留係数は次のように表される。

1) $c_s / c_b \rightarrow 0$ の場合

$$S_s = \gamma_w [c_b + n c_l] \quad (2.2.28)$$

$$2) \quad c_s / c_b \rightarrow 0 \text{ かつ } c_l / c_b \rightarrow 0$$

$$S_s = \gamma_w c_b \quad (2.2.29)$$

以上の誘導より、比貯留係数は、土粒子構造骨格、土粒子実質部分および間隙流体圧縮率の関数として定義される。したがって、浸透流解析では、比貯留係数というパラメーターを導入することで、間接的に浸透現象に伴う土粒子構造骨格の変形特性を考慮しているものと解釈される。

(b) 従来の比貯留係数についての定義

従来の浸透理論では、比貯留係数は単位水頭変化に対する系の質量変化率を表すパラメーターと定義されてきた。しかし、このような定義では、比貯留係数の物理的な意味および設定方法も不明瞭である。このため、比貯留係数の定義について、異なる観点からその物理的な意味に基づく解釈が必要であることが指摘されてきた。

Narasimhanら¹²⁾は、比貯留係数の定義を明確にするために、多孔質体の体積要素内に貯えられる質量の変化について土粒子構造骨格の圧縮特性を考慮し、比貯留係数を以下のように誘導している。

まず、多孔質体の体積要素内に貯えられる水の量は次式で表される。

$$M = \rho V_v S_r \quad (2.2.30)$$

ここに、それぞれMは体積要素の質量を、 ρ は間隙流体の密度を、 V_v は間隙の体積を、 S_r は飽和度を表す。

次に、この質量の流体圧力 P_f に対する変化率を考え、これを M_c とすると、次式のように表される。

$$M_c = \frac{dM}{dP_f} = V_v S_r \frac{d\rho}{dP_f} + \rho S_r \frac{dV_v}{dP_f} + \rho V_v \frac{dS_r}{dP_f} \quad (2.2.31)$$

ここで、式(2.2.31)の左辺の各項は、それぞれ次のような意味をもつ。すなわち、第一項は、間隙流体の密度変化を、第二項は、多孔質体の骨格変化を、第三項は、多孔質体の飽和度変化を表す。

式(2.2.31)で、第一項の間隙流体の密度変化に流体の圧縮率を用い、第二項の骨格変化に有効応力の概念を用いると、次式のように変換される。

$$M_c = \frac{dM}{dP_f} = V_v S_r \rho c_l - \rho S_r \chi \frac{dV_v}{d\sigma'} + \rho V_v \frac{dS_r}{dP_f} \quad (2.2.32)$$

ここに、 χ は Bishop¹³⁾ による不飽和土の有効応力の原理での飽和－不飽和状態を表すパラメーターである。また、 σ' は有効応力を、 c_l は間隙流体の圧縮率を表す。

ここで、対象を飽和領域のみに限定すると、 $S_r = 1$ および $\chi = 1$ となるので、式 (2. 2. 32) は次のように変形される。

$$(M_c)_{\text{sat}} = V_v \rho c_l - \rho \frac{dV_v}{d\sigma'} \quad (2. 2. 33)$$

次に、式 (2. 2. 33) の右辺に系の全体積 V を掛けて V で除し、微小ひずみの仮定を用いると次のように変形される。

$$(M_c)_{\text{sat}} = \rho V \left(c_l \frac{V_v}{V} - \frac{1}{V} \frac{dV_v}{d\sigma'} \right) = \rho V \left(n c_l - \frac{dn}{d\sigma'} \right) = \rho V (n c_l + c_b) \quad (2. 2. 34)$$

ここに、 n は間隙率を表す。

式 (2. 2. 34) より、比貯留係数 S_s は次のように誘導される。

$$(M_c)_{\text{sat}} = \frac{dM}{dP_f} = \frac{\rho dM}{\rho g d\phi} = \rho V (n c_l + c_b) \quad (2. 2. 35)$$

$$S_s = \frac{g}{V} (M_c)_{\text{sat}} = \rho g (n c_l + c_b) = \gamma_w (n c_l + c_b)$$

Narasimhanらにより誘導された比貯留係数の定義式である式 (2. 2. 35) は、本節で誘導した土粒子実質部分の圧縮率 c_s が土粒子構造骨格の圧縮率 c_b に比べて充分小さい場合の定義式の式 (2. 2. 28) と一致する。

したがって、従来の浸透理論での連続式は、本節で誘導した二相体の連続式の土粒子構造骨格の体積ひずみを、応力－ひずみの構成関係と有効応力の定義を適用し消去したものである。このため、従来の浸透理論は、連続式と釣合式を連立したBiot系の圧密理論を簡素化したものと位置付けられる。

また、比貯留係数は、この簡素化を行う上で、間接的に浸透に伴う土粒子構造骨格の変形特性を考慮するパラメーターであると位置付けられる。

なお、ここに示したBiot系の圧密理論から浸透理論での連続式への簡素化の過程では、全応力が時間的に変化しないことを仮定されており、釣合条件とは独立していることに留意する必要がある。

2. 3 地下水挙動の評価手法の定式化

2. 2. 3に示したように、二相体の連続式は、間隙水圧（あるいは全水頭）に加えて、地盤・岩盤の体積ひずみを未知数とする偏微分方程式となる。この地盤・岩盤の体積ひずみは、間隙水と地盤・岩盤の変形との相互作用により生じる。したがって、二相体での地下水挙動の評価では、変形項を含む連続式と間隙水の項を含む釣合式とを連立させ、変形と間隙水圧について同時に解を得なければならない。

このような観点から、本節では、2. 2. 3に示した連続式と連立させる間隙水圧の項を含む釣合式を誘導し、変形と間隙水との相互作用を考慮した地下水挙動評価の支配方程式を誘導する。また、この支配方程式を有限要素法により定式化する。

2. 3. 1 地下水挙動評価の支配方程式

地下水挙動評価の支配方程式を、式（2. 2. 22）に示す二相体の連続式と、式（2. 2. 9）に示す一般的な有効応力の定義式を適用した釣合式に基づき誘導する。

（1）支配方程式の誘導

二相体の連続式は、式（2. 2. 22）より次式のように表される。

$$[k(\varphi + z)_{,i}]_{,i} = -\beta \frac{\partial \varepsilon_{kk}}{\partial t} + \gamma_w \frac{1}{Q} \frac{\partial \varphi}{\partial t} \quad (2. 3. 1)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \beta &= 1 - \frac{c_s}{c_b} \\ \frac{1}{Q} &= nc_b \left(\frac{c_l}{c_b} \right) + (1 - n) c_b \left(\frac{c_s}{c_b} \right) - c_s \left(\frac{c_s}{c_b} \right) \end{aligned} \quad (2. 3. 2)$$

さらに、体積ひずみの項について、 $\varepsilon_{kk} = u_{i,i}$ （ u_i ：変位ベクトル）の関係を適用すると、変形項を未知数として含む連続式は、次のように誘導される。

$$[k(\varphi + z)_{,i}]_{,i} = -\beta \frac{\partial u_{i,i}}{\partial t} + \gamma_w \frac{1}{Q} \frac{\partial \varphi}{\partial t} \quad (2. 3. 3)$$

一方、釣合条件に関して、全応力に対する釣合式は次式のように示される。

$$\sigma_{ij,j} + \rho_s b_i = 0 \quad (2.3.4)$$

ここに、それぞれ σ_{ij} は全応力テンソルを、 ρ_s は地盤材料の密度を、 b_i は物体力を表す。

式 (2.3.4) に、有効応力の定義式として、式 (2.2.9) を適用すると、次式のように表わされる。

$$(\sigma'_{ij} + \beta \delta_{ij} \gamma_w \varphi)_{,j} + \rho_s b_i = 0 \quad (2.3.5)$$

次に、土粒子構造骨格の構成則として弾性体を仮定すると、応力－ひずみ関係は次のように表される。

$$\sigma'_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (2.3.6)$$

ここに、 C_{ijkl} ：弾性係数テンソル

さらに、微小ひずみの仮定の下で、ひずみ－変位関係は、次式のように与えられる。

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (2.3.7)$$

ここで、式 (2.3.6) および式 (2.3.7) を、式 (2.3.5) に代入すると、

$$\left[\frac{1}{2} C_{ijkl} (u_{k,l} + u_{l,k}) + \beta \delta_{ij} \gamma_w \varphi \right]_{,j} + \rho_s b_i = 0 \quad (2.3.8)$$

となる。したがって、式 (2.3.3) および式 (2.3.8) を連立させることにより、変形と間隙水圧を未知数とする連立偏微分方程式が誘導される。

$$\left[\frac{1}{2} C_{ijkl} (u_{k,l} + u_{l,k}) + \beta \delta_{ij} \gamma_w \varphi \right]_{,j} + \rho_s b_i = 0 \quad (2.3.9)$$

$$[k(\varphi + z)_{,i}]_{,i} = -\beta \frac{\partial u_{i,i}}{\partial t} + \gamma_w \frac{1}{Q} \frac{\partial \varphi}{\partial t}$$

さらに、大西ら¹⁴⁾の表示に従い、間隙水圧に関する未知数を全水頭で表示すると、以下のように変形と間隙水の相互作用を考慮した基礎方程式が誘導さ

れる。

$$\left[\frac{1}{2} C_{ijkl} (u_{k,l} + u_{l,k}) + \beta \delta_{ij} \gamma_w (\varphi + z) \right]_{,j} + \bar{\rho}_s b_i = 0 \quad (2.3.10)$$

$$[k(\varphi + z)_{,i}]_{,i} = -\beta \frac{\partial u_{i,i}}{\partial t} + \gamma_w \frac{1}{Q} \frac{\partial(\varphi + z)}{\partial t}$$

ここに、

$$\bar{\rho}_s = \rho_s - \beta \delta_{ij} \gamma_w \delta_{i3}$$

この式(2.3.10)に、初期条件および境界条件を与えることにより、変形および全水頭に関する解が得られる。

この初期条件および境界条件は、以下のように与えられる。

1) 初期条件

$$u_i(\tilde{x}, t) = u_i(\tilde{x}, 0), \quad h(\tilde{x}, t) = h(\tilde{x}, 0) \quad (2.3.11)$$

ここに、 \mathbf{x} : 位置ベクトル

2) 境界条件

① 変位既知境界 S_1 :

$$u_i(\tilde{x}, t) = \hat{u}_i(\tilde{x}, t) \quad (2.3.12)$$

② 応力既知境界 S_2 :

$$\sigma_{ij}(\tilde{x}, t) n_j(\tilde{x}) = \hat{T}_i(\tilde{x}, t) \quad (2.3.13)$$

ここに、 T_i : 表面トラクション

n_i : 法線ベクトル

③ 水頭既知境界 Γ_1 :

$$h(\tilde{x}, t) = \hat{h}(\tilde{x}, t) \quad (2.3.14)$$

④ 流量既知境界 Γ_2 :

$$\{k h_{,i}\} n_i = -\hat{Q}(\tilde{x}, t) \quad (2.3.15)$$

ここに、 Q ：流量

以上、式(2.3.11)～式(2.3.15)の条件の下で、式(2.3.10)を満たす解(u , h)を求める問題が、一般的な場での地下水挙動を評価するための境界値問題となる。

(2) 支配方程式のパラメーターの感度

式(2.3.10)に示す連立偏微分方程式は、地盤から岩盤に到るまでの広い範囲の材料を対象とした地下水挙動評価のための支配方程式である。この支配方程式に含まれるパラメーターは、2.2.2で述べたように材料の物性に依じて変化する。ここでは、式(2.3.10)に含まれるパラメーターの解析結果に及ぼす影響について、簡便的に一次元場の問題を対象として検討を加える。

式(2.3.10)に示す支配方程式は、解析対象を一次元場に限定すると、以下のようなTerzaghiの一次元圧密理論と等価な形式に変形される。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v^* \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.3.16)$$

ここに、 u は過剰間隙水圧を表す。また、圧密係数 c_v^* は次式のように定義される。

$$c_v^* = \frac{k}{\gamma_w \left(\beta c_b + \frac{1}{Q} \right)} \quad (2.3.17)$$

式(2.3.16)に基づく一次元圧密問題で片面排水の場合、境界条件および初期条件は、それぞれ以下のように表される。

a) 境界条件

$$\begin{aligned} z=0 & \quad u=0 \\ z=H & \quad \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \end{aligned} \quad (2.3.18)$$

b) 初期条件

$$t=0 \quad u_0 = B \Delta q \quad (2.3.19)$$

ここに、 B は間隙水圧係数を、 Δq は載荷荷重を表す。

式(2.3.16)、式(2.3.18)および式(2.3.19)の条件を満足する境界値問題の解としての、過剰間隙水圧の経時変化は次式のように表される。

$$u(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4 u_0}{(2n-1)\pi} \sin \frac{2n-1}{2H} \pi z \times \exp \left[- \frac{(2n-1)^2 \pi^2}{4H^2} c_v^* t \right] \quad (2.3.20)$$

式(2.3.20)に代入する解析定数は、変形係数Eが100,000、10,000、1,000kgf/cm²の3ケースで透水係数を1.0×10⁻⁶cm/secと設定した場合には、表2.3.1に示すように算定される。

表2.3.1 一次元圧密解析定数一覧表

変形係数E	ν	c_b	β	間隙率n	1/Q	B値	圧密係数 c_v^*	圧密係数 c_v	c_v / c_v^*
100,000	0.25	8.333E-06	0.76	0.05	3.820E-06	0.734	9.849E+01	1.200E+02	1.22
10,000	0.30	7.429E-05	0.97	0.30	1.575E-05	0.840	1.136E+01	1.346E+01	1.19
1,000	0.35	6.231E-04	1.00	0.50	2.499E-05	0.964	1.548E+00	1.605E+00	1.04

単位 (kgf/cm²)

(1/(kgf/cm²))

(1/(kgf/cm²))

(cm²/sec)

(cm²/sec)

$$c_b = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E(1-\nu)}$$

$$c_v^* = \frac{k}{\gamma_w \left(\beta c_b + \frac{1}{Q} \right)}$$

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w c_b}$$

なお、表2.3.1に示す解析定数の内、土粒子構造骨格の圧縮率 c_b は一次元の場合では、次式のように表される。

$$c_b = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E(1-\nu)} \quad (2.3.21)$$

また、間隙水圧係数Bは式(2.2.19)より算定し、 β および1/Qは式(2.3.2)より算定した。

表2.3.1に示すように、一次元場での間隙水圧係数Bは、変形係数が1,000kgf/cm²の場合には近似的に1と見なされるが、変形係数が大きくなるに連れて1以下に減少する。このため、非排水条件での載荷に伴う過剰間隙水圧の発生量は、変形係数が増加するに連れて小さくなり、従来の土質力学のよう

にB値を1と仮定した場合とは有意な相違が生じる。

同様に、パラメーター β 、 $1/Q$ も変形係数が大きくなるに連れて、飽和状態であっても従来の $\beta = 1$ および $1/Q = 0$ の仮定が成り立たなくなる。すなわち、間隙水圧の変化を支配するパラメータである圧密係数 c_v^* を、次式に示す従来の $\beta = 1$ および $1/Q = 0$ の条件下での圧密係数 c_v と比較すると、変形係数が $1,000\text{kgf/cm}^2$ の場合には近似的に等価と見なされる。

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w c_b} \quad (2.3.22)$$

これに対して、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の場合には、 β および $1/Q$ の値を考慮しない圧密係数 c_v の方が約20%程度大きくなる。すなわち、変形係数が大きくなるに従い、 $1/Q$ の値が土粒子構造骨格の圧縮率 c_b に比較して無視できない値となる。

表2.3.1に示す各ケースの解析定数を式(2.3.20)に代入した結果と、B値を1とし式(2.3.22)に示す圧密係数 c_v を代入した結果の比較を図2.3.1～図2.3.3に示す。これらの図は、 $z/H = 0.25$ の点での過剰間隙水圧の経時変化を比較したものである。

この比較結果で、変形係数が $1,000\text{kgf/cm}^2$ の場合には、 β および $1/Q$ の値が解析結果に及ぼす影響はほとんど認められない。これに対して、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の場合には、間隙水圧係数Bの影響により初期値に有意な相違があるとともに、 β および $1/Q$ の値を考慮した場合の過剰間隙水圧の消散が遅くなる。これは、 β および $1/Q$ の値を考慮した場合の方が、圧密係数が小さくなるためである。

以上の一次元圧密を対象とした検討より、支配方程式のパラメーターの解析結果に及ぼす影響は、以下のように要約される。

- ① 変形係数が数万 kgf/cm^2 以上の硬岩では、 β および間隙水圧に掛かる係数 $1/Q$ を考慮した場合と、従来のこれらのパラメーターを無視した場合の解析結果に有意な相違は生じる。このため、このような材料を対象とする場合には、パラメーター β および $1/Q$ の値を厳密に評価しなければならない。
- ② 変形係数が数万 kgf/cm^2 以下の一般的な土質材料および軟岩では、 β および間隙水圧に掛かる係数 $1/Q$ を考慮した場合と、従来のこれらのパラメーターを無視した場合の解析結果に有意な相違は生じない。このため、このような材料を対象とする場合には、 β および間隙水圧に掛かる係数 $1/Q$ の値は、工学的な近似としては従来の解析と同様に $\beta = 1$ および $1/Q =$

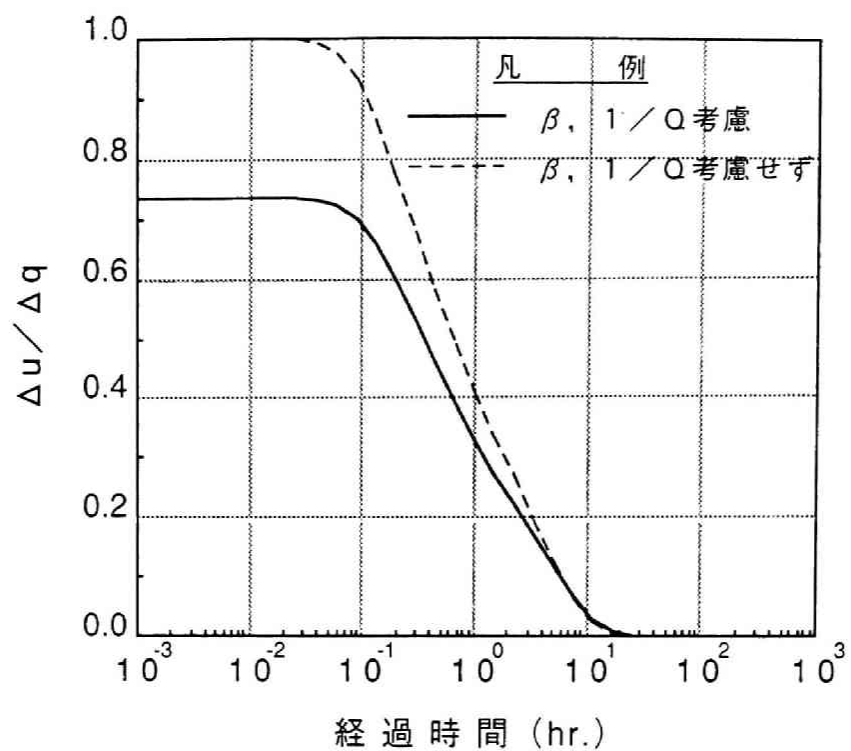


図 2. 3. 1 過剰間隙水圧の経時変化
(変形係数 $E=100,000 \text{ kgf/cm}^2$)

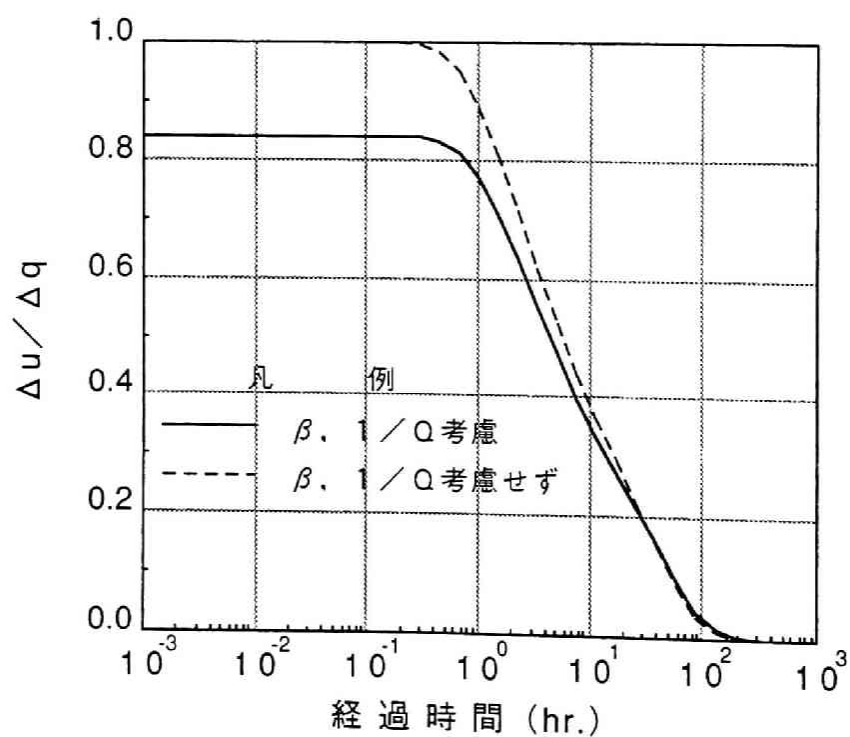


図 2. 3. 2 過剰間隙水圧の経時変化
(変形係数 $E=10,000 \text{ kgf/cm}^2$)

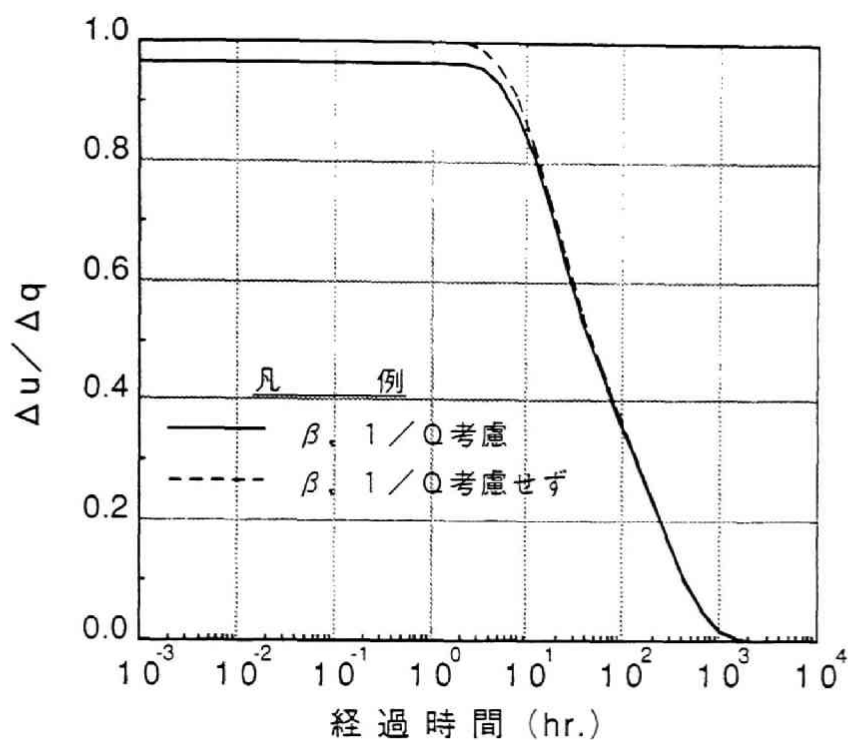


図 2. 3. 3 過剰間隙水圧の経時変化
(変形係数 $E=1,000 \text{ kgf/cm}^2$)

0 と設定することが可能である。

これらの結果より、一般的な場合の支配方程式は式 (2. 3. 10) に示す形式となるが、土質材料および変形係数が数千 kgf/cm^2 程度の軟岩の支配方程式は、次式のように簡素化した形式の方程式となる。

$$\left[\frac{1}{2} C_{ijkl} (u_{k,l} + u_{l,k}) + \delta_{ij} \gamma_w (\varphi + z) \right]_{,j} + \bar{\rho}_s b_i = 0 \quad (2. 3. 23)$$

$$[k(\varphi + z)_{,i}]_{,i} = - \frac{\partial u_{i,i}}{\partial t}$$

いうまでもなく、式 (2. 3. 23) に示すように簡素化された方程式は、飽和領域を対象としたいわゆるBiot系の圧密理論の支配方程式と一致する。

2. 3. 2 支配方程式の定式化および解析

式 (2. 3. 10) に示した地下水挙動評価の支配方程式を、有限要素法により定式化するとともに、その解析結果を示す。

(1) 有限要素法による定式化

境界値問題を有限要素法により定式化する方法としては、汎関数法、選点法および重みつき残差法等が挙げられるが、ここでは、重みつき残差法の1つであるGalerkin法を用いて定式化を行う。

式(2.3.10)の未知数である、変位 u_i および全水頭 h に対して、それぞれ次式に示す内挿関数を用いて分割要素の節点変位、節点全水頭と関連付ける。

$$u_i(\tilde{x}, t) = N_n(\tilde{x}) u_i^n(t) \quad (2.3.24)$$

$$h(\tilde{x}, t) = \bar{N}_n(\tilde{x}) h^n(t)$$

ここに、 $i = 1, 2, 3$

$n = 1, 2, 3, \dots, N_0$ (節点総数)

式(2.3.10)に対して、式(2.3.24)を用いてGalerkin法を適用し、Gauss-Greenの定理を使って整理すると以下の式となる。

$$K_{nm}^{ik} \bar{u}_k^m + C_{nm}^i \bar{h}_m = F_n^i \quad (2.3.25)$$

$$A_{nm} \bar{h}_m + B_{nm}^i \frac{\partial}{\partial t} \bar{u}_i^m + D_{nm} \frac{\partial}{\partial t} \bar{h}_m = E_n \quad (2.3.26)$$

ここに、

$$K_{nm}^{ik} = \sum_{a=1}^{N_0} \int_{V_a} N_{n,j} C_{ijkl} N_{m,i} dV$$

$$C_{nm}^i = \sum_{a=1}^{N_0} \int_{V_a} N_{n,j} \delta_{ij} \beta \gamma_w \bar{N}_m dV$$

$$F_n^i = \sum_{a=1}^{N_0} \int_{V_a} N_n \bar{\rho}_s b_i dV + \sum_{a=1}^{N_0} \int_{S_a} N_n N_m \hat{T}_i^m dS$$

$$A_{nm} = \sum_{a=1}^{N_0} \int_{V_a} \bar{N}_{n,i,k} \bar{N}_{m,i} dV$$

$$B_{nm}^i = \sum_{a=1}^{N_0} \int_{V_a} \bar{N}_n \beta \bar{N}_{m,i} dV$$

$$D_{nm} = \sum_{a=1}^{N_0} \int_{V_a} \bar{N}_n \gamma_w \frac{1}{Q} \bar{N}_m dV$$

$$E_{nm} = \sum_{a=1}^{N_0} \int_{S_a} \bar{N}_n \bar{N}_m \hat{Q}^m dS$$

また、 V_a 、 S_a はそれぞれ a 番目の要素の体積と面積であり、 N_0 は要素総数、 T_i^m は表面力、 Q^m は節点流量を表す。

式(2.3.25)、式(2.3.26)を連立させ、時間微分に対して中央差分を用いてマトリックス表示すると、以下のような基本式が得られる。

$$\begin{bmatrix} \bar{K} & \bar{C} \\ \bar{B} & \frac{\Delta t}{2} \bar{A} + \bar{D} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{u}_{t+\Delta t} \\ \tilde{h}_{t+\Delta t} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tilde{F}_{t+\Delta t} \\ \frac{(\tilde{E}_{t+\Delta t} + \tilde{E}_t)\Delta t}{2} + \bar{B}\tilde{u}_t + (\bar{D} - \frac{\Delta t}{2}\bar{A})\tilde{h}_t \end{Bmatrix} \quad (2.3.27)$$

また、式(2.3.27)について、非線形計算等に対する一般性をもたせるために、変形項を区分増分表示した場合には、以下のような基本式が得られる。

$$\begin{bmatrix} \bar{K} & \bar{C} \\ \bar{B} & \frac{\Delta t}{2} \bar{A} + \bar{D} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \widetilde{\Delta u} \\ \tilde{h}_{t+\Delta t} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tilde{F}_{t+\Delta t} + \bar{C}\tilde{h}_t \\ \frac{(\tilde{E}_{t+\Delta t} + \tilde{E}_t)\Delta t}{2} + (\bar{D} - \frac{\Delta t}{2}\bar{A})\tilde{h}_t \end{Bmatrix} \quad (2.3.28)$$

ここに、

$$\widetilde{\Delta u} = \tilde{u}_{t+\Delta t} - \tilde{u}_t$$

一方、式(2.3.23)に示す、土質材料および軟岩を対象とした簡素化された形式の支配方程式は、式(2.3.28)に基づき次式のように表される。

$$\begin{bmatrix} \bar{K} & \bar{C} \\ \bar{B} & \frac{\Delta t}{2} \bar{A} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \widetilde{\Delta u} \\ \tilde{h}_{t+\Delta t} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tilde{F}_{t+\Delta t} + \bar{C}\tilde{h}_t \\ \frac{(\tilde{E}_{t+\Delta t} + \tilde{E}_t)\Delta t}{2} - \frac{\Delta t}{2} \bar{A}\tilde{h}_t \end{Bmatrix} \quad (2.3.29)$$

したがって、式（2. 3. 28）および式（2. 3. 29）に示すマトリックス方程式に対して、初期条件および境界条件を加味し、未知数である変位および全水頭を求めることにより、地下水挙動評価の解を得ることとなる。

（2）解析例

式（2. 3. 28）に示した、地下水挙動評価の支配方程式を有限要素法により定式化したマトリックス方程式の解析例として、以下の2種類の载荷問題を取り挙げる。

- ① 一次元場での载荷問題
- ② 二次元平面ひずみ場での局部载荷問題

これらの解析に用いた物性値を、表2. 3. 2に示す。

表2. 3. 2 解析用物性値一覧表

変形係数E	ν	透水係数	間隙率n
100,000	0.25	1.0×10^{-6}	0.05
10,000	0.30	1.0×10^{-6}	0.30
1,000	0.35	1.0×10^{-6}	0.50

単位 (kgf/cm²)

単位 (cm/sec)

一次元場の载荷問題に対する解析モデルを図2. 3. 4に示す。この解析モデルでの数値解析結果として、図2. 3. 5に深度5 mの点での過剰間隙水圧の経時変化を示し、図2. 3. 6～図2. 3. 8に各変形係数に対する過剰間隙水圧の消散を表す等時曲線を示す。なお、これらの解析結果の図には、式（2. 3. 20）に示した理論解を比較のために併せて示した。

これらの図に示すように、数値解析解と理論解はほぼ一致する結果となる。特に、非排水状態での载荷荷重に対する過剰間隙水圧の発生量の比は、図2. 3. 5～図2. 3. 8の結果に示すように、式（2. 2. 19）より理論的に算定される間隙水圧係数Bとほぼ一致している。したがって、非排水状態での荷重変化に伴う間隙水圧の変化量は、式（2. 3. 28）に示すマトリックス方程式を用いて、材料の物性に応じて正確に数値解析により算定されることになる。すなわち、間隙水圧係数Bに相当する非排水状態での即時的な間隙水圧変化は、式（2. 3. 10）に示す地下水挙動評価の支配方程式でのパラメーター β および $1/Q$ を考慮しなければ正確に評価できない。

また、図2. 3. 5の過剰間隙水圧の経時変化図に示すように、透水係数を一定にした場合には、その過剰間隙水圧の消散は、変形係数が大きくなるに連

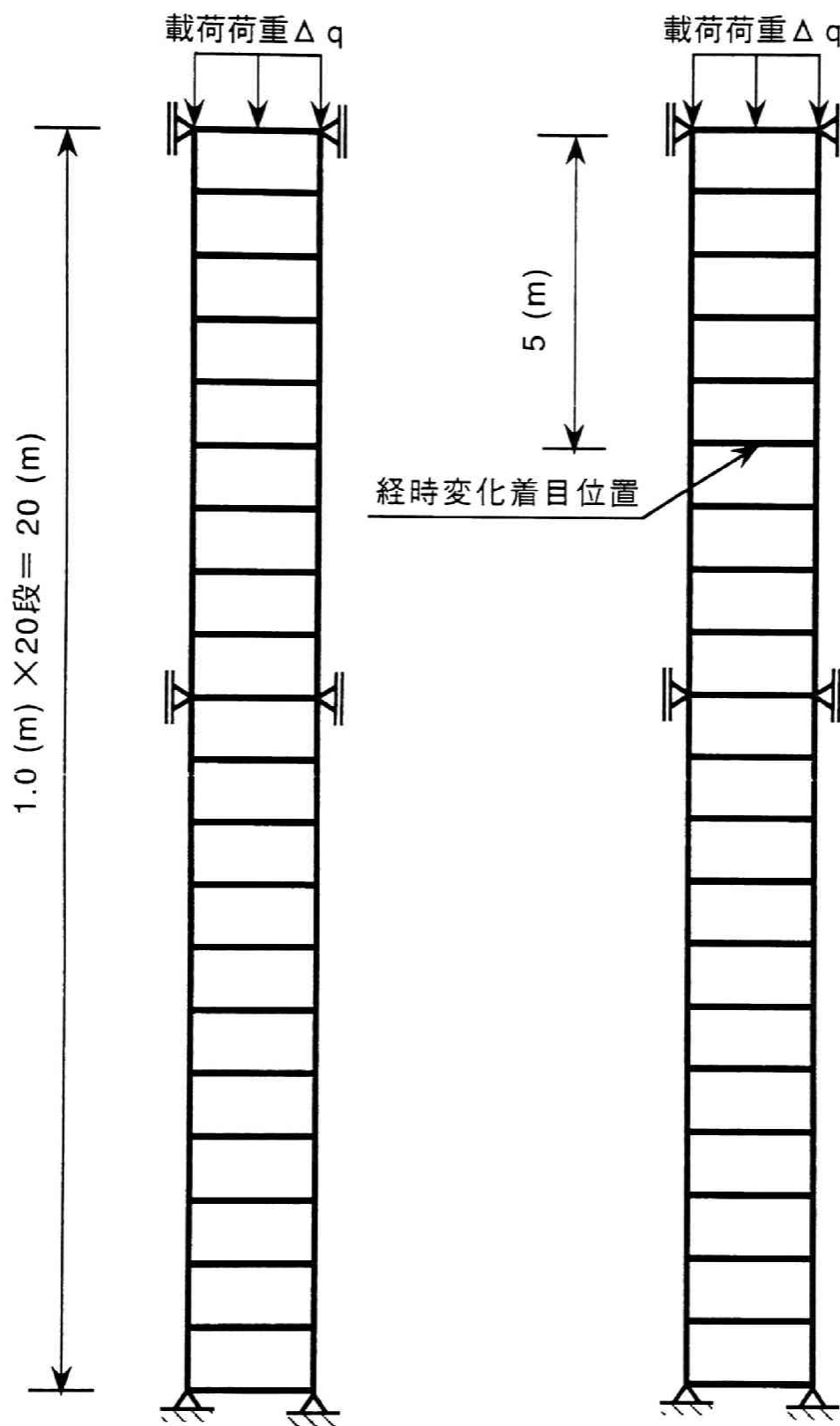


図 2. 3. 4 解析モデル図および解析メッシュ図

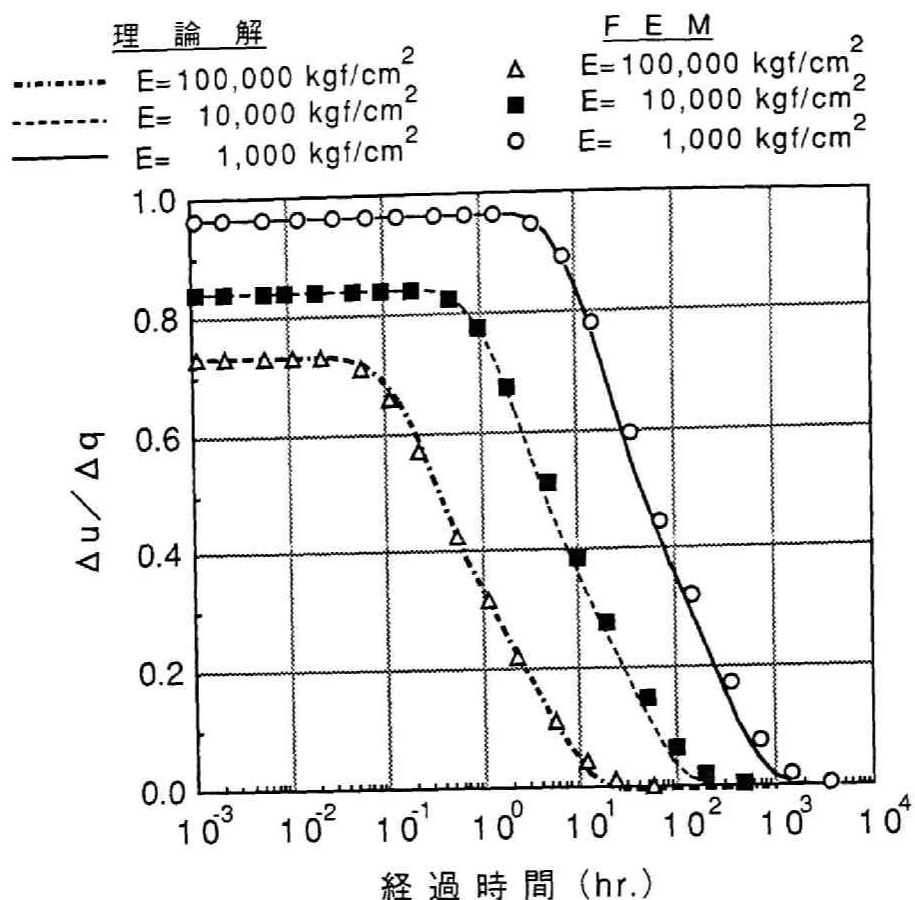


図 2. 3. 5 過剰間隙水圧の経時変化 (深度 5 m)

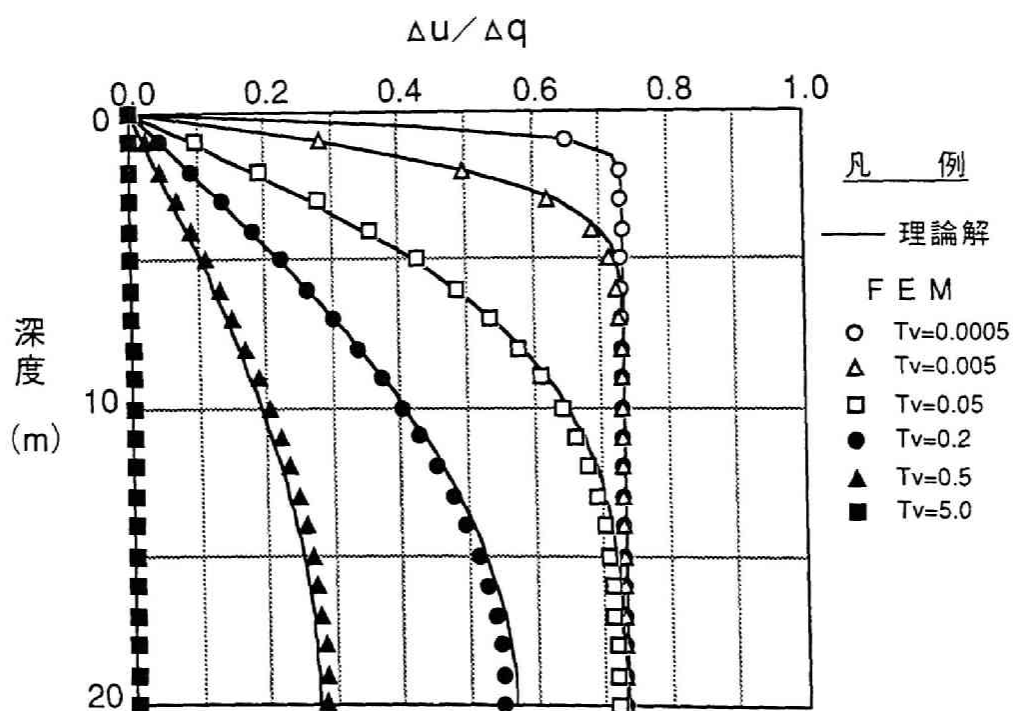


図 2. 3. 6 過剰間隙水圧の等時曲線 ($E=100,000 \text{ kgf/cm}^2$)

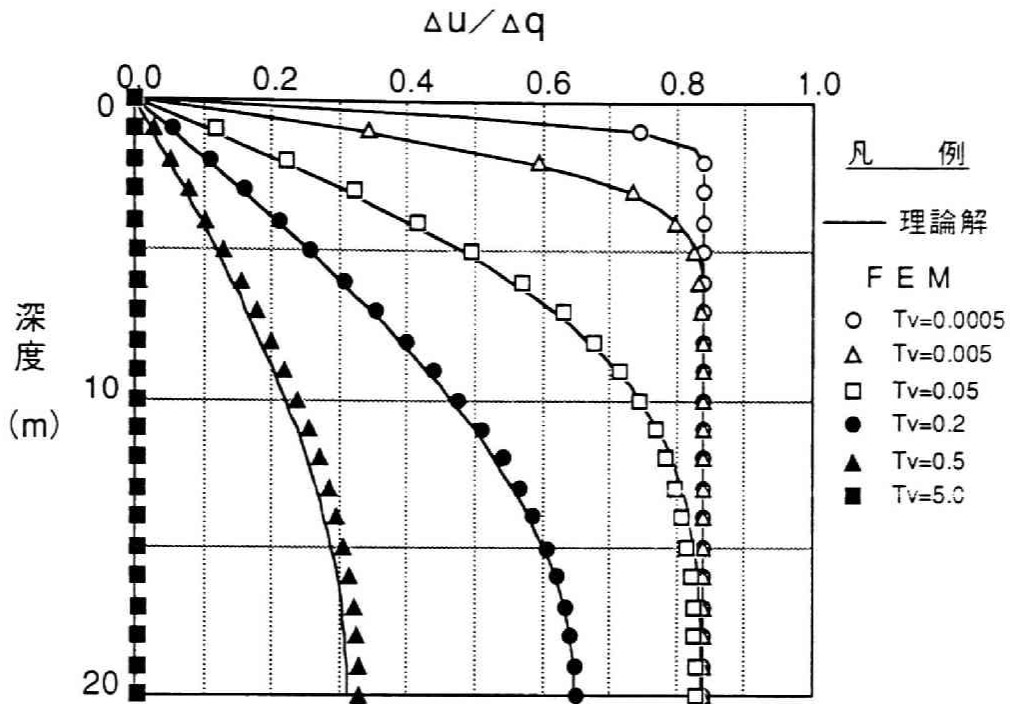


図 2. 3. 7 過剰間隙水圧の等時曲線 ($E=10,000\text{kgf/cm}^2$)

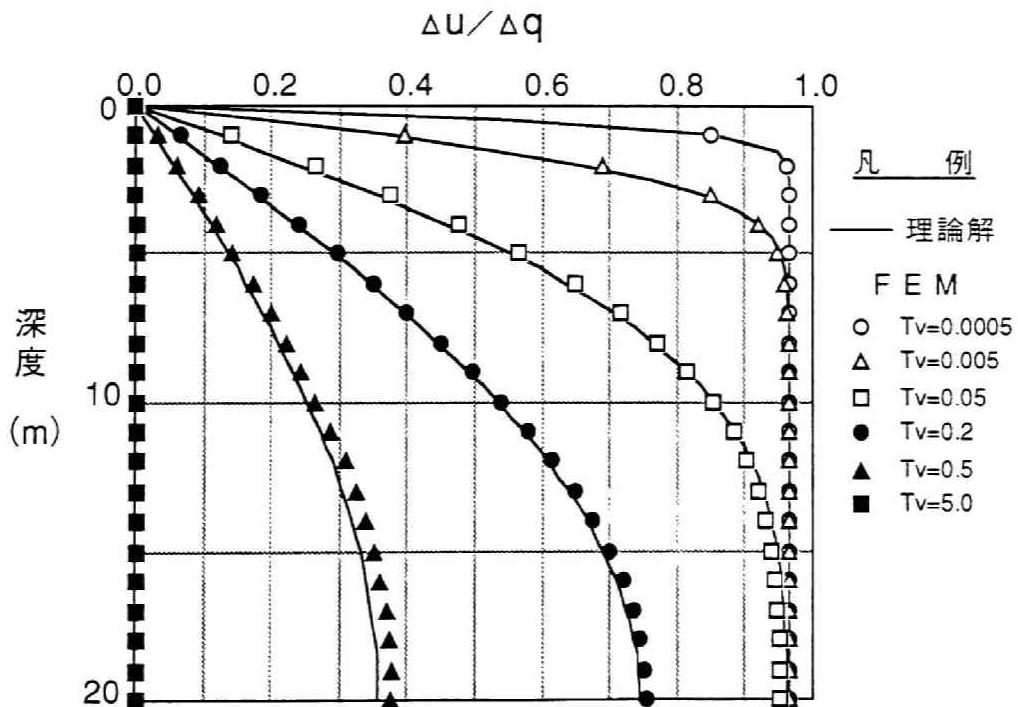


図 2. 3. 8 過剰間隙水圧の等時曲線 ($E=1,000\text{kgf/cm}^2$)

れて早くなる傾向にある。

したがって、変形係数が数万 kgf/cm^2 程度の硬岩と軟弱粘土での载荷に伴う間隙水圧の変化を比較した場合に以下のような相違が明らかとなる。すなわち、前者では過剰間隙水圧の発生量自体も小さく、かつ比較的短期間に過剰間隙水圧が消散し定常状態に達する。これに対して、後者では過剰間隙水圧の発生状況がB値が1となる場合に相当し、かつその過剰間隙水圧の消散も長期間を要する。これが、いわゆる粘性土での圧密として知られている現象に相当する。

次に、二次元平面ひずみ場での局部载荷問題についての解析モデルを図2. 3. 9に示す。また、解析の境界条件を図2. 3. 9に併せて示す。

このモデルでの数値解析では、二次元場でのパラメーター β および $1/Q$ の解析結果に及ぼす影響について着目する。このため、表2. 3. 2に示す各物性値に対して、パラメーター β および $1/Q$ を考慮することによる過剰間隙水圧の発生状況に及ぼす影響について検討を加える。

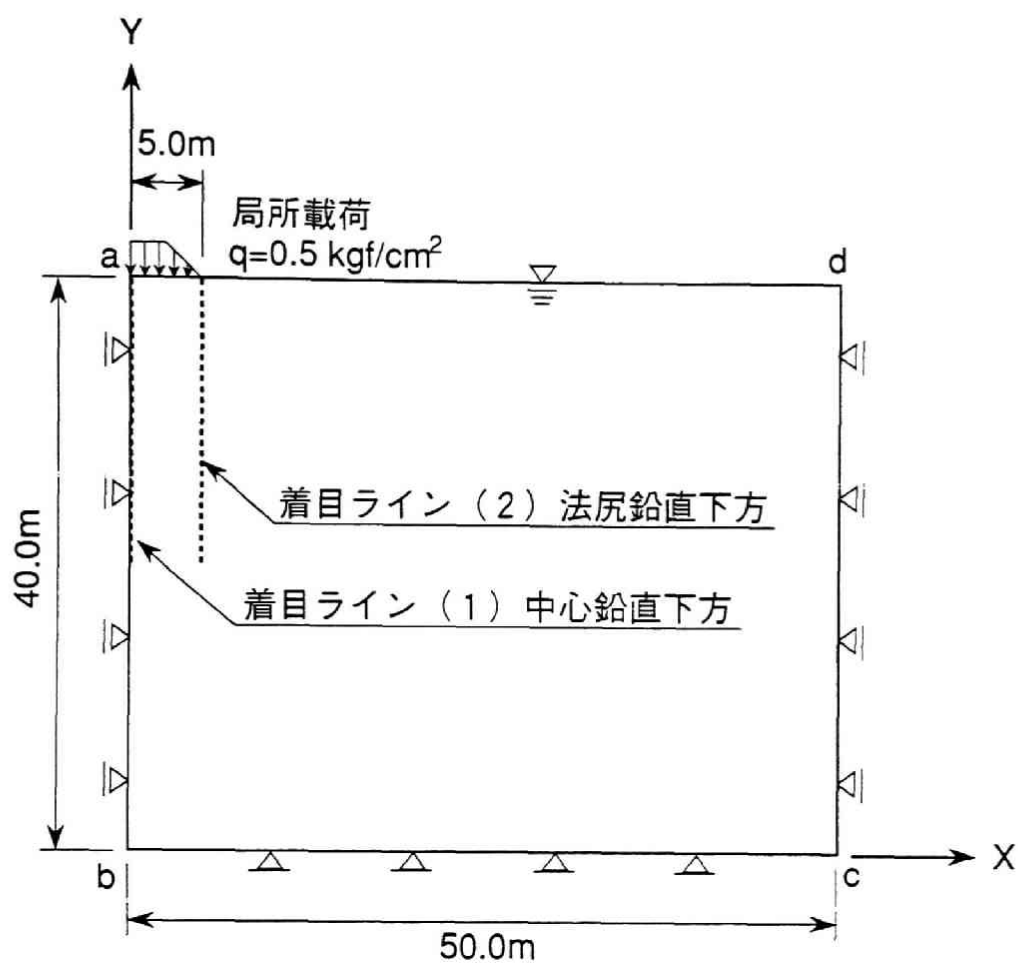
この解析結果として、局部的な载荷直後の中心軸の鉛直方向および法尻の鉛直方向の過剰間隙水圧の発生状況の比較を、図2. 3. 10～図2. 3. 12に示した。これらの図に示すように、局部的な载荷直後の過剰間隙水圧の発生状況は、変形係数が $1,000\text{kgf/cm}^2$ の場合には、パラメーター β および $1/Q$ を考慮した場合としない場合でほぼ一致した結果となっている。これに対して、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 、 $100,000\text{kgf/cm}^2$ と大きくなるにつれて、パラメーター β および $1/Q$ を考慮するか否かによる、载荷直後の過剰間隙水圧の発生状況の相違が大きくなる。

したがって、载荷直後の過剰間隙水圧の発生量は、一次元場での载荷と同様に、式(2. 3. 10)に示す地下水挙動評価の支配方程式でのパラメーター β および $1/Q$ を考慮しなければ正確に評価できないことが明らかである。

このように、式(2. 3. 28)に示すマトリックス方程式の特徴は、パラメーター β および $1/Q$ を考慮することで、変形係数が数万 kgf/cm^2 程度の硬岩から軟弱粘土までの広い範囲の材料の物性に応じて、その間隙水圧変化の挙動を統一的に表現できることである。

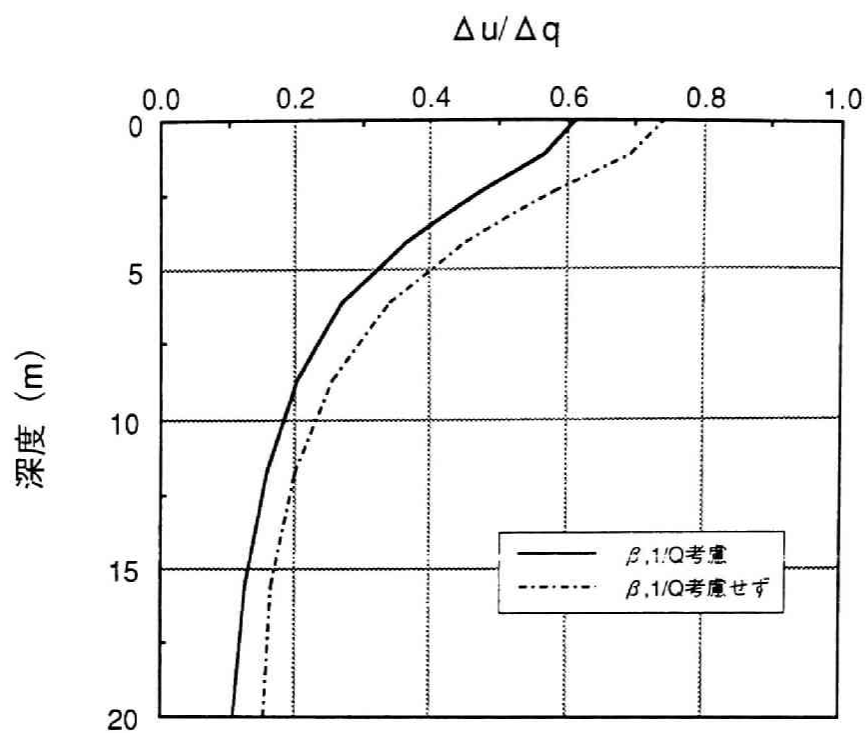
既往の研究で、パラメーター β および $1/Q$ の存在を考慮した解析例としては、Ghaboussi - Wilson¹⁵⁾の間隙水を非圧縮性流体とした解析を挙げることができる。ただし、この研究は、 β を1と固定して、 $1/Q$ と圧密係数 c_v との比を変化させた場合の間隙水圧変化の相違について示しているに過ぎず、パラメーター β および $1/Q$ の物理的な意味について言及していない。

これに対して、ここに示す解析手法の特徴は、パラメーター β および $1/Q$ の値を式(2. 3. 2)に示すように解析の対象とする材料の物性値に依

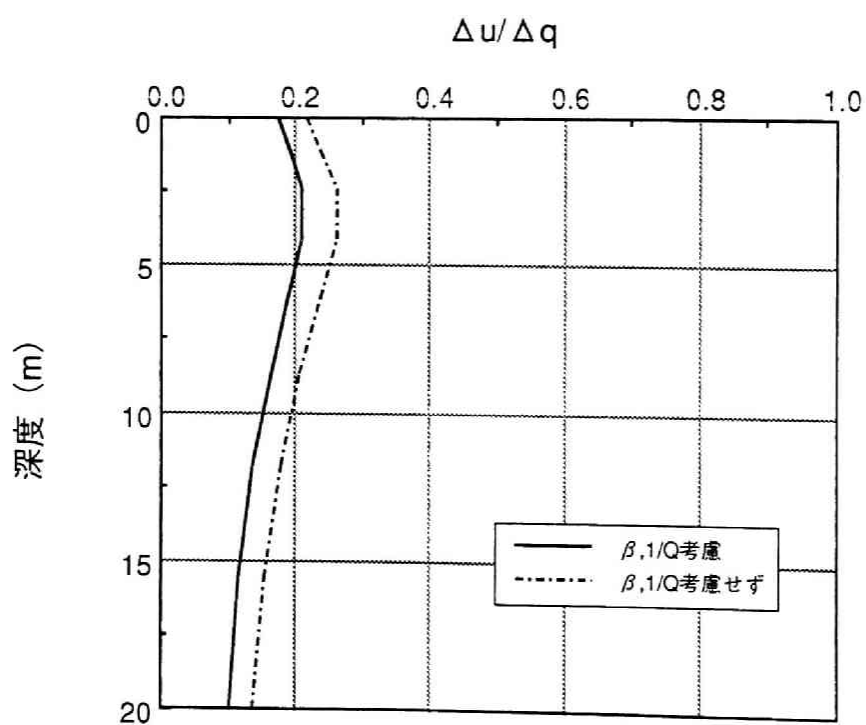


境 界 条 件		
	幾何学的 境界条件	水理学的 境界条件
a b	$u_x=0$	$Q=0$
b c	$u_y=0$	$Q=0$
c d	$u_x=0$	$h=40.0$
d e	—	$h=40.0$
u : 変位量 Q : 流量 h : 全水頭 (m)		

図 2. 3. 9 二次元平面ひずみ場での局部載荷モデル

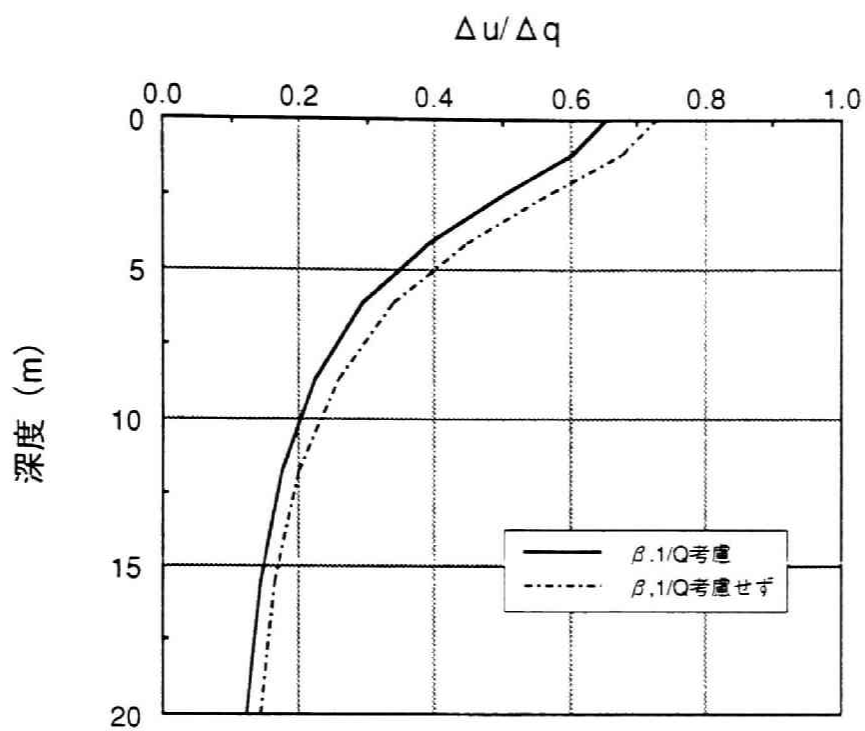


(1) 中心鉛直下方

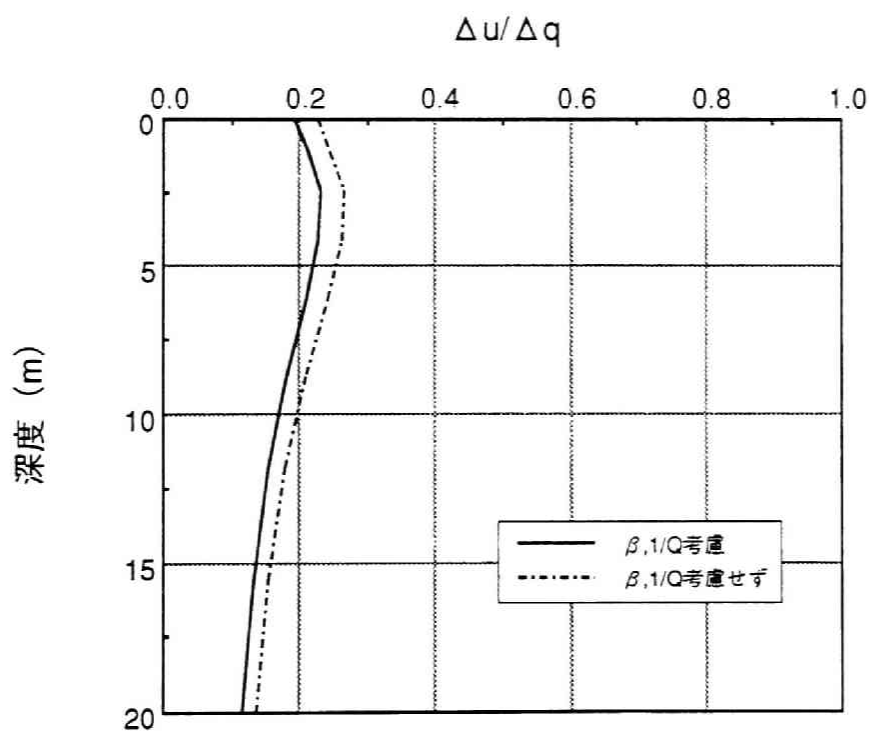


(2) 法尻鉛直下方

図 2. 3. 10 载荷直後の過剰間隙水圧の発生状況の比較
(変形係数 $E = 100,000 \text{ kgf/cm}^2$)

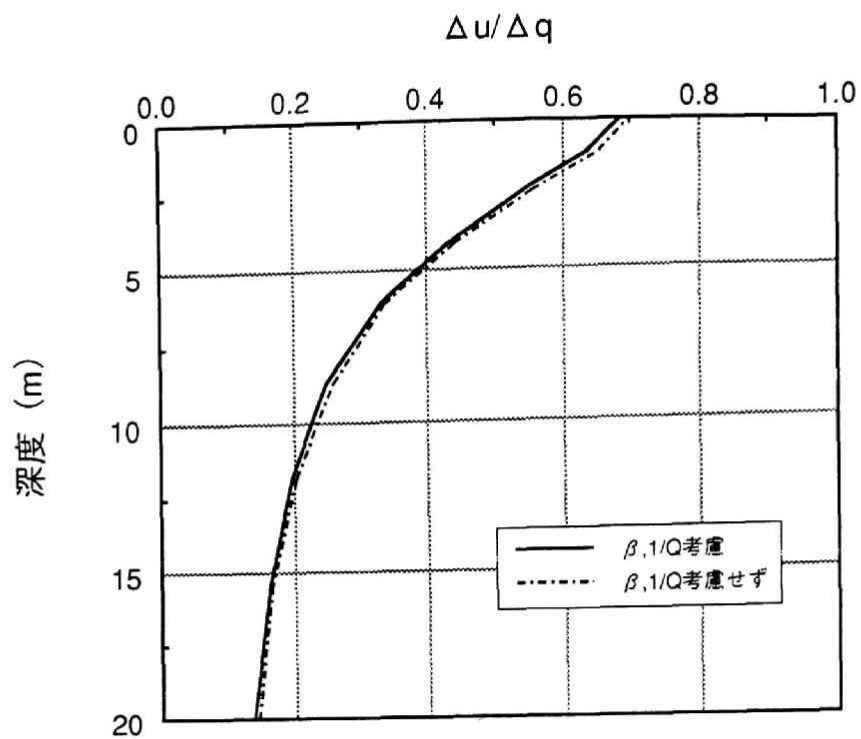


(1) 中心鉛直下方

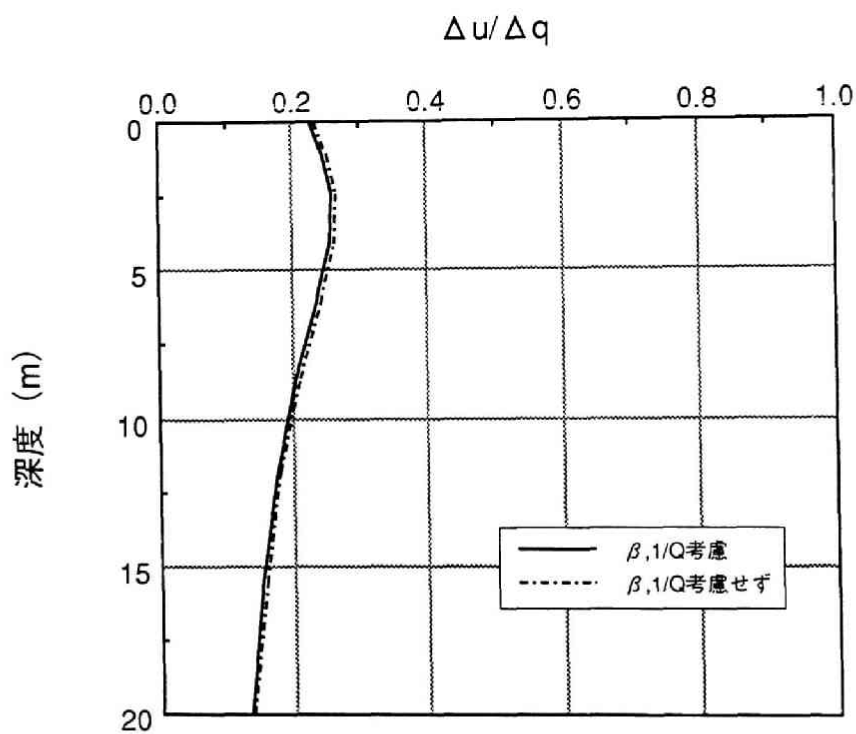


(2) 法尻鉛直下方

図 2. 3. 1 1 载荷直後の過剰間隙水圧の発生状況の比較
(変形係数 $E = 10,000 \text{ kgf/cm}^2$)



(1) 中心鉛直下方



(2) 法尻鉛直下方

図 2. 3. 1 2 載荷直後の過剰間隙水圧の発生状況の比較
(変形係数 $E = 1,000 \text{ kgf/cm}^2$)

具体的に設定できることである。

2. 4 地下水挙動評価の境界値問題としての特徴

地下水挙動評価は、2. 3の評価手法の定式化で述べたように、式(2. 3. 11)～式(2. 3. 15)に示した初期条件および境界条件の下で、式(2. 3. 10)を満足する解を求める境界値問題となる。したがって、式(2. 3. 10)に示す支配方程式を、地下構造物建設に伴う地下水挙動の評価に適用するためには、その境界値問題としての特性に応じた初期条件および境界条件を設定する必要がある。

本節では、地下構造物建設に伴う地下水挙動評価の対象を、建設時の地下水挙動解析および建設後の地下水制御に伴う挙動解析の二段階に分け、それぞれの段階に対する初期条件・境界条件の設定方法を示す。

2. 4. 1 初期条件の設定方法

式(2. 3. 10)を支配方程式とする、地下構造物建設に伴う地下水挙動の評価では、図2. 4. 1に示すように非排水状態と排水状態での挙動を分離して解析する必要がある。

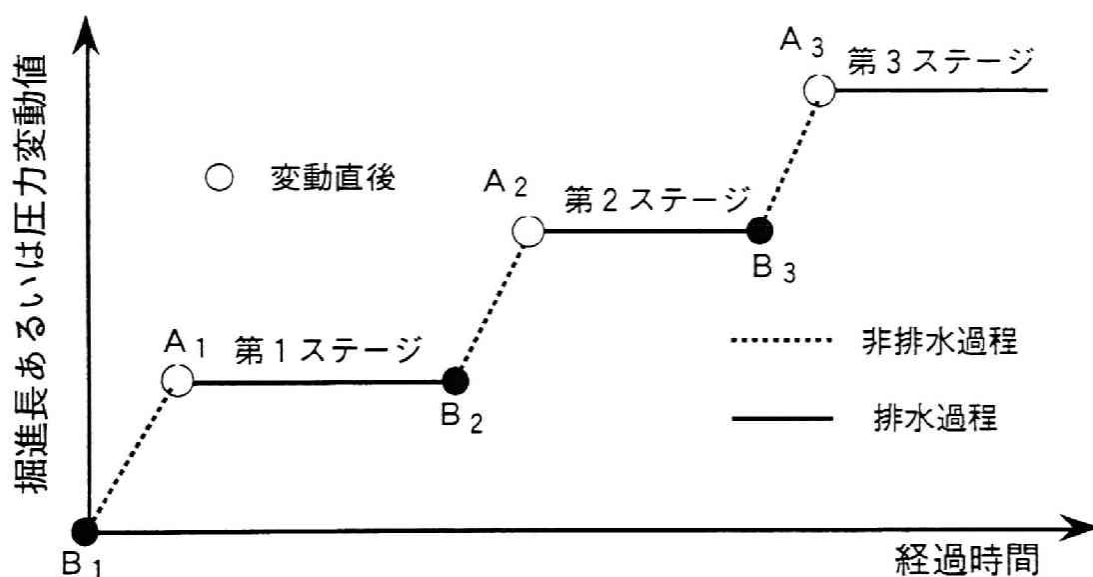


図2. 4. 1 地下水挙動の解析ステップ (模式図)

すなわち、同図に示すように、まず、非排水状態での応答として、建設時の地下水挙動では掘削解放力に伴う水圧変化を、一方地下水制御時の地下水挙動では空洞内圧に伴う水圧変化を評価しなければならない。そして、排水状態での応答として、それぞれの非排水過程での水圧分布に基づき、再配分過程での水圧の変化を評価しなければならない。また、この挙動評価は、掘削の進行あ

るいは空洞内圧の段階的な変化に対して、各ステージで繰り返し解析する必要がある。

上記のような解析ステップでは、掘削解放力および空洞内圧等の外乱に伴う非排水状態での解析結果が、それに引き続く排水状態の解析のための初期条件となる。

したがって、地下構造物建設のような外乱を伴う地下水挙動の評価は、次のような2種類の境界値問題の解を得ることに分けられる。

① 境界値問題1（非排水状態の解析）

通常の境界値問題のように、事前に設定した初期条件と境界条件に対する非排水状態の地下水挙動を求める問題

② 境界値問題2（排水状態の解析）

解析段階1の解である水圧分布を初期条件とし、新たな排水条件での水圧の再配分過程の地下水挙動を求める問題

この解析手順は、図2.4.1に示すような逐次的な解析の場合には、次のようなフローとなる。

1) 解析ステージ1

① 図2.4.1の点B₁に示す事前に設定した初期条件および境界条件に対して、同図の点A₁に示す非排水状態の解を求める。

② 点A₁に示す状態を初期条件とし、排水状態の境界条件に対して再配分過程での解を求める。

2) 解析ステージ2

① 図2.4.1の点B₂に示す解析ステージ1の最終状態を初期条件とし、同図の点A₂に示す非排水状態の解を求める。

② 点A₂に示す状態を初期条件とし、排水状態の境界条件に対して再配分過程での解を求める。

上記のような任意の解析ステージでの初期条件となる点A_n、点B_nを算定する手順が、最終解析ステージまで繰り返される。

通常の境界値問題では、事前に初期条件が既知な値として設定される。例えば、外乱に対する水圧変動を評価できない浸透流解析理論は、このような境界値問題に属する。これに対して、式(2.3.10)を支配式とする地下水挙動の評価では、釣合状態を満足した非排水条件の解析結果が得られなければ、排水条件の初期条件を設定することができない。例えば、Terzaghiの一次元圧密理論では初期条件が事前に設定されるが、これは式(2.2.18)に示す載荷荷重に対する発生過剰間隙水圧の関係式より非排水条件の解を仮定したものである。したがって、二次元および三次元場での非排水条件の水圧分布は、

式(2.3.10)を有限要素法により定式化した式(2.3.21)等を用いて数値解析的に算定しなければならない。

以上の項目より、初期条件の設定に関する、地下構造物建設に伴う地下水挙動評価での特徴は、通常の境界値問題の初期条件の設定方法と異なり、外乱が生じた際の解析結果がそれぞれ次の解析過程での初期条件となることである。

2.4.2 境界条件の設定方法

地下構造物建設に伴う地下水挙動の評価式に対する境界条件は、式(2.3.12)～式(2.3.15)に示すように、以下の力学的な境界条件と水理学的な境界条件に分けられる。

1) 力学的境界条件

- ① 変位既知境界 S_1
- ② トラクション既知境界 S_2

2) 水理的境界条件

- ① 圧力既知境界 Γ_1
- ② 流量既知境界 Γ_2

ここでは、建設時の地下水挙動評価および、建設後の地下水制御に伴う挙動評価について、それぞれの境界条件の設定方法について示す。

(1) 建設時の地下水挙動評価

地下構造物の建設時の地下水挙動評価は、空洞掘削に伴う挙動解析となる。この掘削に伴う挙動解析の境界値問題としての特徴は、次のように要約される。

- ① 掘削時の掘削面は、非排水条件(流量既知境界 Γ_2)で掘削解放力が作用する境界(トラクション既知境界 S_2)となり、その作用荷重は図2.4.2に示すように掘削される面に作用している応力を解放することで算定される。

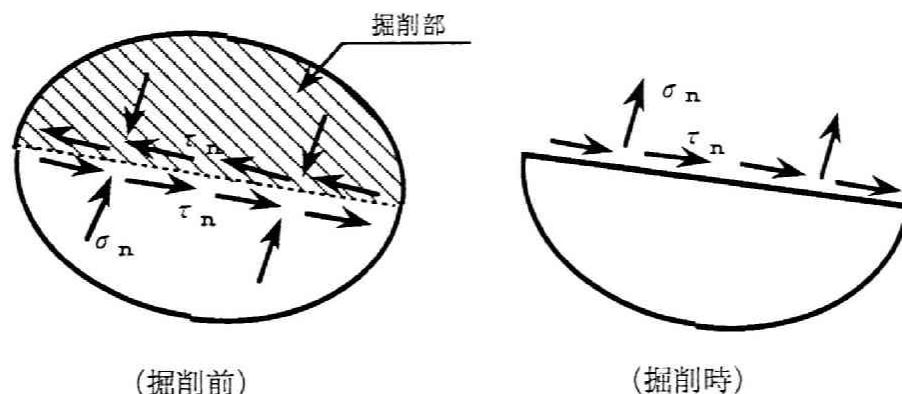


図2.4.2 掘削のモデル化

- ② 掘削後の掘削面は、水圧が零（圧力既知境界 Γ_1 ）および応力も零（トラクション既知境界 S_2 ）の境界となる。
- ③ ①～②に示した境界条件は、図 2. 4. 3 に示す逐次的な掘削に伴う構造系の変化のために、各掘削段階毎に新たに設定しなければならない。

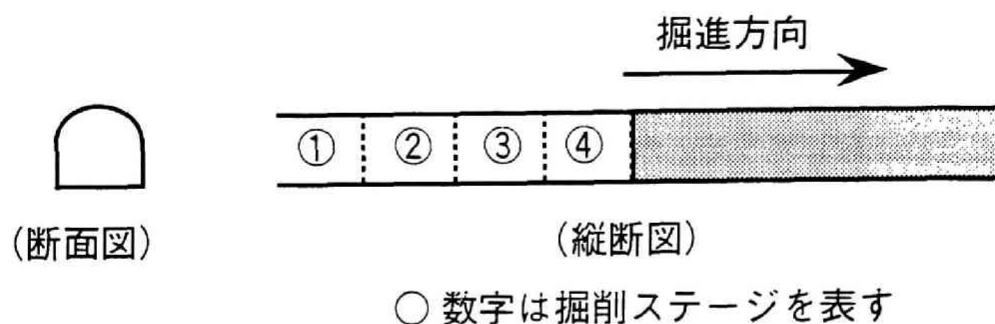


図 2. 4. 3 空洞の逐次掘削過程の模式図

上記の解析条件から、境界値問題として、掘削に伴う非定常的な地下水挙動評価の解析を、従来の Biot の方程式に基づく圧密解析と比較すると、以下のような相違が明らかになる。すなわち、両者の相違は、荷重条件が載荷と除荷と異なるだけでなく、解析対象の構造系が、圧密問題では一定であるのに対して、掘削問題は切羽の進行に伴い逐次的に変化することである。さらに、掘削問題では、荷重条件が掘削面に作用している応力を解放することにより設定されるので、逐次的な掘削に伴う解放力自体の変化についても考慮する必要がある。このため、掘削問題では、逐次掘削過程を考慮した切羽の進行および切羽効果等の三次元的な要因を考慮したモデル化が必要である。

このような解析条件に対処するには、逐次的な掘削段階毎に、初期条件および境界条件を新たに設定する必要がある。この意味では、各掘削段階毎での解析がそれぞれ異なる境界値問題の解を求めることになる。したがって、掘削に伴う地下水挙動の評価は、圧密問題とその支配方程式が本質的には等価であっても、初期条件および境界条件が掘削に伴い逐次変化するため、圧密問題とは異なる境界値問題となる。

（２）建設後の地下水制御の挙動評価

地下構造物の建設後の地下水制御時の挙動評価として、水封式燃料貯蔵施設を想定し、図 2. 4. 4 に示すような段階的な空洞内圧変化に伴う非定常的な地下水挙動評価の問題を取り上げる。

この空洞内圧の変化に伴う挙動解析の境界値問題としての特徴は、次のよう

に要約される。

- ① 空洞内圧が作用した直後の坑壁は、非排水条件（流量既知境界 Γ_2 ）で圧力が作用する境界（トラクション既知境界 S_2 ）となる。
- ② 排水条件での空洞の坑壁は、空洞内圧が維持される境界（圧力既知境界 Γ_1 ）境界となる。
- ③ ①～②に示した境界条件は、図2.4.4に示す段階的な空洞内圧の変化に伴い、各圧力段階毎に新たに設定しなければならない。

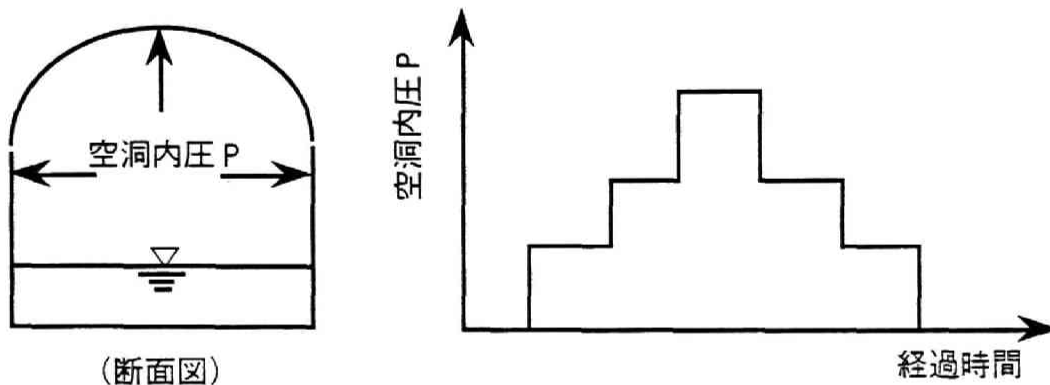


図2.4.4 空洞内圧の変化の模式図

上記の解析条件から、境界値問題として、地下水制御時の非定常的な地下水挙動評価の解析は、Biotの方程式に基づく圧密解析と同様に解析対象の構造系は一定の条件の下で、作用外力（空洞内圧）のみが段階的に変化する問題となる。したがって、地下水制御時の非定常的な地下水挙動の評価は、掘削問題と異なり逐次的な構造系の変化を考慮する必要がなく、段階的な内圧の変化に対する境界条件の変更を考慮する必要がある。

このような解析条件に対処するには、掘削問題とは異なり構造系の変化を考慮する必要はないが、各圧力段階毎に初期条件および境界条件を新たに設定しなければならない。しかし、このような解析条件は、圧密問題での段階的な盛土と同様なものである。したがって、地下水制御時の地下水挙動評価は、圧密問題とはほぼ同様な境界値問題となる。

2.5 結 論

本章では、地下水制御の地下構造物への適用を目的とし、掘削や圧力変動等の外乱に伴う地下水挙動をより高い精度で評価するための基礎理論について検討した。このため、Biotの混合体理論に基づき、間隙水と地盤・岩盤の変形との相互作用を考慮した、地下水挙動評価の支配方程式を示した。さらに、水封

式燃料貯蔵施設を想定し、建設時の地下水挙動および建設後の地下水制御時の挙動評価に、この支配方程式を適用する上での境界値問題としての特徴を示した。本章で得られた結論は、以下のように要約される。

- 1) 外乱に伴う地下水挙動評価の支配方程式に関わる各パラメーターは、土粒子構造骨格、間隙流体および土粒子実質部分の圧縮率の関数となる。また、これらのパラメーターについて、従来の解析理論の多くは、土粒子実質部分および間隙流体の圧縮率が、土粒子構造骨格の圧縮率に比べて充分小さく無視できると仮定したものである。
- 2) 地下水挙動評価の支配方程式のパラメーターは、排水状態および非排水状態のパラメーターに分けられ、それぞれ以下のような特性を有する。
 - ① 排水状態でのパラメーターは、系の質量変化を表す式 (2. 1. 1) の土粒子構造骨格の体積ひずみおよび間隙水圧に掛かる係数の β および $1/Q$ の 2 種類となる。
 - ② 体積ひずみに掛かるパラメーター β は、土粒子構造骨格の剛性（すなわち変形係数）の増加に伴い減少する傾向にある。すなわち、土質材料および変形係数が数千 kgf/cm^2 程度の軟岩では近似的に $\beta = 1$ となるが、変形係数が数万 kgf/cm^2 以上の硬質岩では β は 1 以下となる。このため、硬質岩を対象とする場合には、 β が 1 以下の有効応力の定義式を適用する必要がある。
 - ③ 間隙水圧に掛かるパラメーター $1/Q$ は、コアと岩盤で有意な相違はなく、土粒子構造骨格の圧縮率 c_v と両対数紙上ではほぼ直線的な関係にあり、材料の土粒子構造骨格の圧縮率に依存して変化する。すなわち、パラメーター $1/Q$ は、一般的な土質材料および変形係数が数千 kgf/cm^2 程度の軟岩では近似的に 0 と仮定できるが、変形係数が数万 kgf/cm^2 以上の硬質岩では土粒子構造骨格の圧縮率に比べてが無視できない値となる。
 - ④ 非排水状態を表すパラメーターである間隙水圧係数 B は、コアと岩盤で有意な相違はなく、片対数紙上で土粒子構造骨格の圧縮率 c_v の増加に伴い 1 に漸近する分布となる。この関係より、変形係数 $10,000 \text{ kgf/cm}^2$ でポアソン比 ν を $0.25 \sim 0.35$ とした土粒子構造骨格の圧縮率 c_v の範囲 ($90 \times 10^{-6} \text{ l/(kgf/cm}^2) \sim 150 \times 10^{-6} \text{ l/(kgf/cm}^2)$) を上回る圧縮率を有する領域の材料に対しては、 B 値は近似的に 1 と判定される。したがって、通常の土質材料および巨視的変形係数が数千 kgf/cm^2 程度の材料では、近似的には B 値を 1 と見なされる。一方、巨視的変形係数が $10,000 \text{ kgf/cm}^2$ 以上の硬質岩では、 B 値は材料の剛性が高くなるに連れて小さくなり 1 以下の値となる。例えば、花崗岩のコアで間隙率 n を $5 \sim 10\%$ とした場合、 B 値は $0.55 \sim 0.71$ になり、

この場合には、外力に伴う等方応力増分量 $\Delta \sigma_m$ の50～70%に低減された量が水圧の変動量となる。このように、材料の剛性に依存して、非排水状態での外乱に伴う水圧の変化は大きく変化する。

3) 地下水挙動を評価する支配方程式は、本質的には変形と水圧（全水頭）を未知数とする連立偏微分方程式となる。これに対して、従来の浸透理論は、土粒子構造骨格の体積ひずみを、応力－ひずみの構成関係と有効応力の定義を適用し、水圧のみを未知数として簡素化したものと位置づけられる。また、比貯留係数は、この簡素化を行う過程で誘導されるパラメーターであり、その厳密な定義式は、土粒子構造骨格、間隙流体、土粒子実質部分の圧縮率および間隙率の関数となる。そして、比貯留係数の物理的な意味は、間接的に浸透現象に伴う土粒子構造骨格の変形特性を考慮するパラメーターであると位置づけられる。

4) 地下水挙動評価の支配方程式の解析例として、一次元圧密および二次元場での圧密を対象としたパラメーターの解析結果に及ぼす影響の検討より、以下のような事項が確認された。

① 変形係数が数万 kgf/cm^2 以上の硬岩では、 β および間隙水圧に掛かる係数 $1/Q$ を考慮した場合と、従来のこれらのパラメーターを無視した場合の解析結果に有意な相違は生じる。このため、このような材料を対象とする場合には、パラメーター β および $1/Q$ の値を厳密に評価しなければならない。

② 変形係数が数千 kgf/cm^2 以下の一般的な土質材料および軟岩では、 β および間隙水圧に掛かる係数 $1/Q$ を考慮した場合と、従来のこれらのパラメーターを無視した場合の解析結果に有意な相違は生じない。このため、このような材料を対象とする場合には、 β および間隙水圧に掛かる係数 $1/Q$ の値は、工学的な近似としては従来の解析と同様に $\beta = 1$ および $1/Q = 0$ と設定することが可能である。

③ ①、②より、本章で提案した地下水挙動評価の支配方程式は、パラメーター β 、 $1/Q$ の具体的な値を設定することで、変形係数が数万 kgf/cm^2 程度の硬岩から軟弱粘土までの広い範囲の材料の物性に応じて、その間隙水圧変化の挙動を統一的に表現できる。

5) 水封式燃料貯蔵施設を想定し、建設時の地下水挙動および建設後の地下水制御時の挙動評価に、この支配方程式を適用する上での境界値問題としての特徴は、以下のように要約される。

① 初期条件の設定に関して、地下構造物建設に伴う地下水挙動評価での特徴は、通常の境界値問題の初期条件の設定方法と異なり、外乱が生じた際

の解析結果がそれぞれ次の解析過程での初期条件となることである。

- ② 掘削問題では、逐次掘削過程を考慮した切羽の進行および切羽効果等の三次元的な要因を考慮したモデル化が必要である。この解析条件に対処するには、逐次的な掘削段階毎に、初期条件および境界条件を新たに設定する必要があるため、各掘削段階毎での解析がそれぞれ異なる境界値問題の解を求めることになる。したがって、掘削に伴う地下水挙動の評価は、圧密問題とその支配方程式が本質的には等価であっても、初期条件および境界条件が掘削に伴い逐次変化するため、圧密問題とは異なる境界値問題となる。
- ③ 地下水制御時の非定常的な地下水挙動の評価は、掘削問題と異なり逐次的な構造系の変化を考慮する必要がなく、段階的な内圧の変化に対する境界条件の変更を考慮する必要がある。この解析条件に対処するには、掘削問題とは異なり構造系の変化を考慮する必要はないが、各圧力段階毎に初期条件および境界条件を新たに設定しなければならない。しかし、このような解析条件は、圧密問題での段階的な盛土と同様なものである。したがって、地下水制御時の地下水挙動評価は、圧密問題とほぼ同様な境界値問題となる。

参 考 文 献

- 1) Biot, M. A. : General Theory of Three-dimensional Consolidation, Jour. Appl. Phys., Vol. 12, pp. 152-164, 1941.
- 2) Biot, M. A. : Mechanics of Deformation and Acoustic Propagation in Porous Media, Jour. Appl. Phys., Vol. 33, pp. 1482-1498, 1962.
- 3) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，pp.58-59，1976.
- 4) 岡二三生：2相混合体理論からみた有効応力の定義について，土木学会論文報告集，No.299，pp.59-64，1980.
- 5) 中川加明一郎：間隙水流の連成挙動解析と地盤工学問題への適用に関する研究，京都大学工学博士論文，1990.
- 6) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons., New York, pp. 11-15, 1943.
- 7) Skempton, A. W. : Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks, Conf. Pore Pressure and Suction in Soils, pp. 4-16, 1960.
- 8) 赤井浩一・足立紀尚・西好一：堆積軟岩（多孔質凝灰岩）の弾塑性挙動，土木学会論文報告集，No.271，pp.83-95，1978.
- 9) 菊地宏吉・斎藤和雄・楠健一郎：ダム基礎岩盤の安定性に関する地質工学的総合評価について，第14回国際大ダム会議提出論文，1981
- 10) 土木学会：本州四国連絡橋の耐震、地盤に関する調査研究報告書，pp.47-71，1981.
- 11) 宮永佳晴・福原明：地下石油備蓄基地の設計について，電力土木，No.219，pp.63-74，1989.
- 12) Narasimhan, T. N. and B. Y. Kanehiro : A Note on the Meaning of Storage Coefficient, Water Resour. Res., Vol.16, No.2, pp.423-429, 1980.
- 13) Bishop, A. W. : The Principle of Effective Stress, Tecknisk Ukeflad, No. 39, pp.859-863, 1959.
- 14) 大西有三・村上毅：有限要素法による地盤の応力・変形を考慮した浸透流解析，土木学会論文報告集，No.298，pp.87-96，1980.
- 15) Ghaboussi, J. and E. L. Wilson : Flow of Compressive Fluid in Porous Media, International Journal for numerical methods in engineering, Vol.5, pp.419-442, 1973.

第3章 地下構造物建設に伴う地下水挙動の評価

3. 1 概 説

地下水制御の概念を大規模地下構造物に適用した代表例としては、水封式燃料貯蔵施設を挙げることができる。このような地下水制御の概念を適用した大規模地下構造物の建設に伴う地下水挙動を評価するためには、以下に示す各段階毎での地下水挙動について詳細に検討する必要がある。

1) 地下構造物建設時の地下水挙動評価

2) 地下構造物建設後の地下水制御時の挙動評価

本章では、水封式燃料貯蔵施設の建設を想定し、上記の各段階での地下水挙動の評価に、第2章に示した支配方程式を適用し、その挙動評価について数値解析により検討を加える。

第一に、地下構造物建設時の地下水挙動の評価は、2. 4の掘削問題の境界値問題としての特徴に示したように、逐次的な切羽の進行および切羽効果等の三次元的な要因を考慮したモデル化を適用する必要がある問題となる。

従来より、トンネル掘削解析では、トンネル掘削に伴う三次元的な地盤・地下水挙動を評価することの重要性は認識されていたが、計算機の容量および計算時間の制約から、主として二次元解析が適用されてきた。そして、このような計算上の制約条件の下で、トンネル掘削に伴う三次元的な影響を、簡便的に二次元場で表現するモデル化手法が数多く提案されてきた。例えば、全応力解析では、要素重積法¹⁾・特性曲線法²⁾等がその代表な手法として挙げられる。また、有効応力解析では、シールド掘削に伴う環境に及ぼす影響の検討方法としての、掘削解放力を切羽の進行に応じて低減させて作用させる手法³⁾および、テールボイドを強制変位により表現する手法⁴⁾が代表例として挙げられる。

しかし、これらのモデル化手法は、二次元場で事前に土被り圧で定められる応力に基づく掘削解放力の割合を簡便的に変化させるだけであり、逐次的な切羽の進行に伴う応力の変化を的確に評価できない。さらに、これらのモデル化手法では、切羽の進行に伴う三次元的な構造系の変化および、三次元的な構造系に解放力が作用する切羽効果について、的確に評価できない。

このような観点から、トンネル掘削を解析例とした、二次元場と逐次的な掘削過程を考慮した三次元場の解析に応力・浸透連成解析手法を適用し、両者での地下水挙動の解析結果の相違について検討する。

また、2. 3. 2の一次元圧密問題を解析例とした検討結果に示したように、外乱に伴う地下水挙動は、材料の物性値により大きく変化する。このため、変形係数をパラメーターとした三次元場の解析を実施し、材料の物性値による地

下水挙動の相違について検討する。

第二に、地下構造物建設後の地下水制御時の挙動評価は、2. 4の地下水制御の境界値問題としての特徴に示したように、掘削問題と異なり構造系の変化がないため、設計的には二次元問題としてモデル化が可能な問題となる。

一般に、地下水制御の概念を適用した水封式燃料貯蔵施設の設計では、1. 2. 2の基本概念に示したように、地下水の流れによる貯蔵燃料の気密性・液密性の確保が主たる検討項目となる。ただし、従来の水封式燃料貯蔵施設での貯蔵燃料の気密性・液密性の検討は、上田ら⁵⁾の式に基づく駒田ら⁶⁾の設計式およびÅberg^{7), 8)}の理論のように、定常状態での地下水挙動にのみ着目したものである。そして、この貯蔵燃料の気密性・液密性の検討を定常状態にのみ限定することは、貯蔵対象が現状の原油のように常圧貯蔵の場合には有意な問題とはならない。なぜならば、貯蔵される燃料の蒸発ガスの圧力が常圧の場合には、気密性の検討対象となる空洞周辺の水圧分布は、空洞掘削後の定常状態からほとんど変化しないためである。しかし、現在計画されている液化プロパンのような空洞加圧方式による水封式燃料貯蔵施設での気密性・液密性の検討では、燃料貯蔵前の空洞内圧を上昇する段階での非定常的な地下水挙動について検討しなければならない。

このような観点から、二次元平面ひずみ場のモデルを用い、段階的な空洞内圧変化に伴う非定常的な地下水挙動について解析し、加圧方式による水封式燃料貯蔵施設での燃料の気密性・液密性の設計方法について検討を加える。

また、地下構造物建設時の地下水挙動の検討と同様に、変形係数をパラメータとした空洞内圧変化の解析を実施し、材料の物性値による地下水挙動の相違について検討する。

さらに、地下構造物建設時・地下構造物建設後の地下水制御時の地下水挙動の検討結果に基づき、境界値問題としての特徴および材料の物性値を考慮し、合理的に地下水挙動を評価するために適用すべき解析手法の分類を行う。そして、その分類に基づき、地下水制御の大規模地下構造物への適用例としての、水封式燃料貯蔵施設の設計段階での、地下水挙動を評価するために適用すべき解析手法の選定フローを示す。

3. 2 建設時の地下水挙動評価

地下構造物建設時の地下水挙動を詳細に評価するために、以下の項目について検討を加える。

- 1) 掘削の境界値問題としての位置づけ
- 2) 逐次的な掘削に伴う地下水挙動の評価

3. 2. 1 掘削の境界値問題としての位置づけ

地下構造物建設時の地下水挙動評価の境界値問題としての特徴は、2. 4で述べたように、逐次的な掘削に伴い構造系が三次元的に変化することである。このため、逐次的な掘削段階毎に、初期条件および境界条件を新たに設定しなければならない。本節では、この掘削の境界値問題としての特徴を明確にするため、二次元場で掘削問題をモデル化した場合の問題点について示すとともに、掘削解析を実施する上での留意点について示す。

(1) 二次元場の掘削解析の問題点

掘削問題を取り扱う上では、図3. 2. 1に示すような逐次的な掘削段階毎での、非排水状態での掘削時および、その後の水圧の再配分過程での変形・水圧挙動を評価しなければならない。

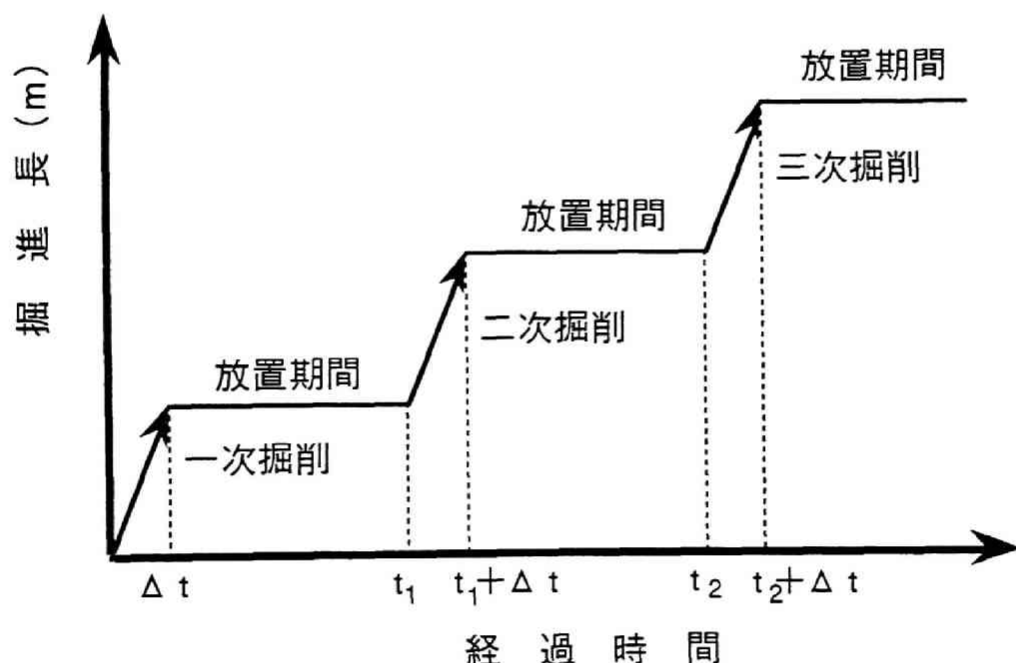


図3. 2. 1 逐次掘削過程のモデル化

すなわち、同図に示すような逐次掘削解析では、第1段階として事前に設定した初期応力に基づく掘削解放力を、掘削部を削除した構造系の荷重として作用させる。次の掘削段階では、先の掘削に対する解である応力状態に基づき掘削解放力が算定され、次段階での掘削部を削除した構造系での荷重として作用させる。そして、この手順が掘削終了まで繰り返される。

これに対して、切羽の進行を評価しない二次元解析では、以下のような手順

で掘削解析が実施される。

- ① 構造系は、切羽効果および逐次掘削に伴う構造系の変化等の三次元的な要因を考慮せず、平面ひずみ状態での空洞の断面形状のみをモデル化する。
- ② 初期応力状態は、鉛直方向の応力は土被り圧とし、水平方向の応力は鉛直応力に側方応力係数を乗じた値とした応力分布を設定する。
- ③ 平面ひずみ状態での空洞の断面形状に対して、初期応力状態に基づき算定される荷重（掘削解放力）を作用させ、これに伴う地盤・地下水挙動を評価する。

上記のように、空洞軸方向の切羽の進行の影響を考慮しない二次元解析では、図 3. 2. 1 に示す掘削サイクルの中の一回の掘削に対する挙動評価を行うのみである。つまり、二次元場での掘削解析は、掘削直後とその後の最終定常状態に到るまでの地盤および地下水の挙動を追跡することになる。

本来、応力・浸透連成解析に代表される有効応力解析を適用する意義は、掘削に伴う有効応力の逐次的な変動を追跡できることである。このため、非定常過程の中で最も応力的に厳しい状態を、掘削直後あるいは定常状態に限定せず評価できる。この観点から、掘削問題の二次元平面ひずみ場での有効応力解析は、応力的に厳しい状態を掘削直後に限定することになり、本来の有効応力解析を適用する目的からは逸脱したものとなる。

また、各逐次掘削段階での掘削解放力となる応力分布は、図 3. 2. 1 に示すように、各掘削サイクルの中で、掘削直後に加えて、その後の放置期間での水圧の再配分過程でも変化する。この応力状態は、地盤・岩盤の透水係数および掘進速度に依存して各掘削段階で経時的に変化する。このため、非定常過程での応力状態に基づき算定される掘削解放力は、初期応力状態から算定される値とは有意な相違が生じる。

このような二次元解析の問題点を解消するため、従来より特性曲線法のような三次元的な切羽の進行の効果を近似的に表現するモデル化手法が適用されてきた。ただし、特性曲線法を用いた二次元解析は、事前に設定される初期応力を、二次元のトンネル形状に対して何回かに分割して作用させる方法であり、その分割して作用させる各応力成分の比率は一定である。このため、特性曲線法で用いられる分割された掘削解放力は、上述のような切羽が到達するまでの逐次掘削に伴う排水過程を含む応力状態の変化を評価したものではないことに留意する必要がある。また、この方法は、トンネル掘削問題の特徴である、着目断面に対して切羽到達から通過するまでの三次元的な切羽効果について考慮したものではないことに留意する必要がある。

このように、掘削問題の二次元場の解析では、特性曲線法のような切羽の進

行の効果を近似的に表現するモデル化手法を適用しても、三次元場の解析での逐次掘削に伴う構造系の変化および作用荷重の変化を考慮できない。これが、掘削解析の境界値問題として特徴である。そして、この二次元と三次元での解析結果の相違についての議論は、圧密問題のように構造系が一定でかつ作用荷重が既知の条件の下での、二次元と三次元の解析結果では応力の伝播状態に相違があることの議論とは異なるものである。

(2) 二次元場での解析事例

掘削解放力に伴う応力変化は、Rendulicの応力面で表示されるように、等方応力成分（例えば平均主応力 σ_m ）および、せん断応力成分（例えば正八面体せん断応力 τ_{oct} ）に分けられる。

ここで、掘削に伴う即時的な水圧変化は、理論的には式（2. 2. 18）に示すように、ダイレイタンスー効果を見捨てた場合には、等方応力変化にのみ依存する。また、この外力変動に伴う水圧変化は、田村⁹⁾の研究に示されているように、外力が作用する構造系によって異なることが知られている。

例えば、一次元の応力場では、作用外力がそのまま等方応力の増分となるのに対して、半無限の円筒形の場合では作用外力がせん断変形のみを受け持たれるため等方応力の増分が零となる。

ここで、掘削に対してせん断変形が卓越する場の例として、図3. 2. 2に示す軸対称平面ひずみ場での掘削問題¹⁰⁾を取り上げる。この問題で、初期条件として等方応力状態（ $\sigma_{r0} = \sigma_{\theta0} = \sigma_{z0} = p_0$, $u = u_0$ ）を仮定する。掘削を非排水条件下で行うものとする、掘削に伴い発生する過剰間隙水圧は、B値を1と仮定した場合、式（3. 2. 1）に示すように誘導される。

$$\Delta u = \frac{\left(\frac{a}{b}\right)^2}{1 - \left(\frac{a}{b}\right)^2} (p_0 + u_0) \quad (3. 2. 1)$$

ここに、 Δu は掘削に伴い発生する過剰間隙水圧を表す。

図3. 2. 3は、式（3. 2. 1）に示される掘削解放力とそれに伴い発生する過剰間隙水圧との関係を示す。同図に示す関係より、通常の掘削解析でモデル化するように、内径 a に比べて外径 b が充分大きい場合には、掘削解放力による平均主応力増分が近似的に零となり、過剰間隙水圧はほとんど発生しない。

しかし、現実の空洞掘削での解放力は、円孔モデルで二次元的にモデル化される外力と、切羽面に作用する外力に分けられる。これらの解放力は、切羽を

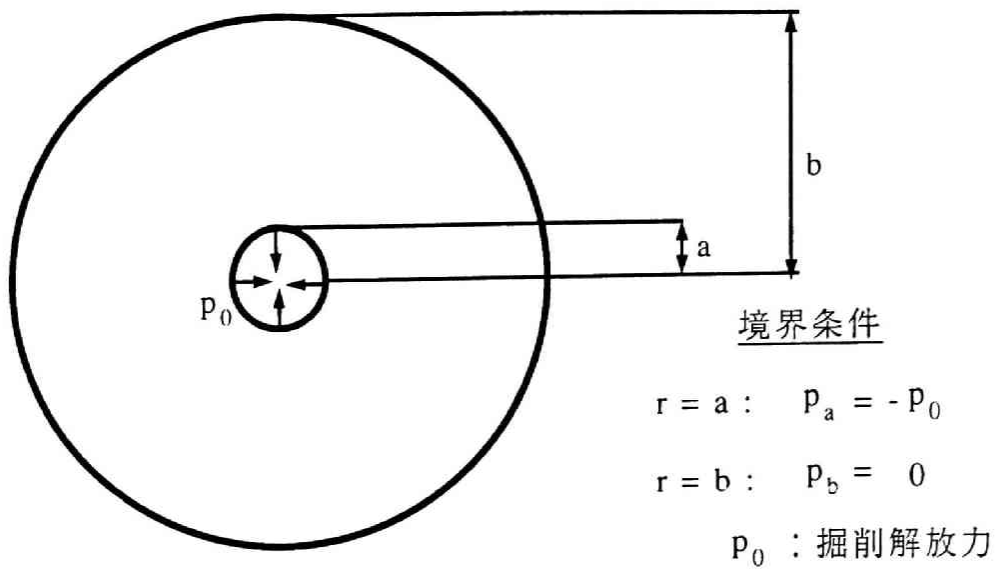


図 3. 2. 2 軸対称平面ひずみ円孔モデル図

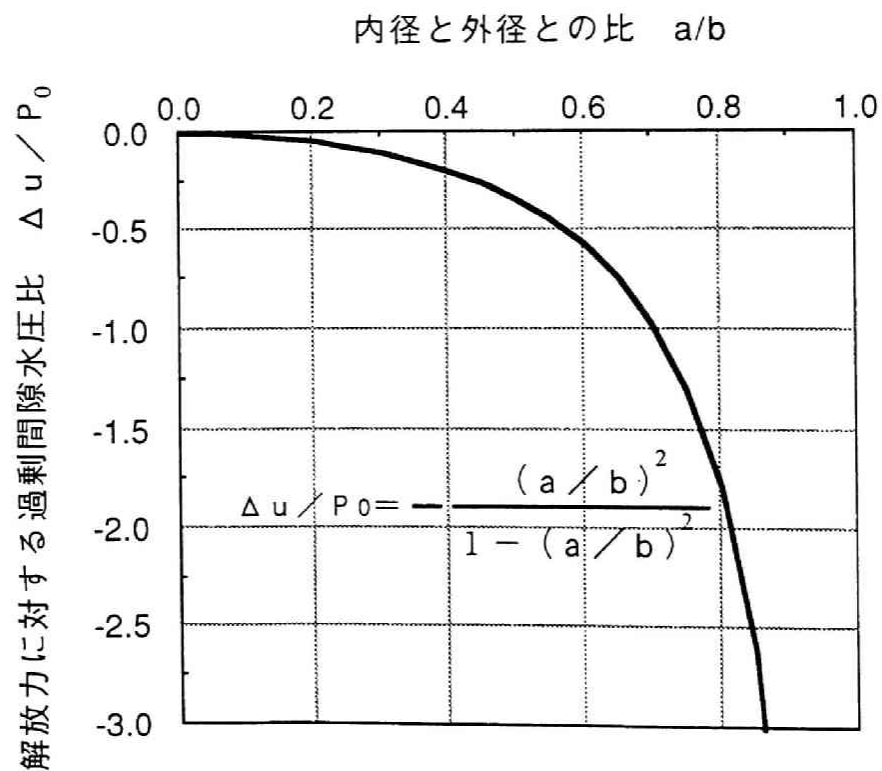


図 3. 2. 3 掘削に伴い発生する過剰間隙水圧

含む三次元的な構造系に作用するため、切羽近傍の領域では等方応力成分が発生し水圧変化は生じるはずである。したがって、軸対称平面ひずみ場のモデルでは、せん断応力変化を過大に評価し、実際の空洞掘削時の地盤・地下水挙動を適正に評価していない。

また、このモデルに特性曲線法を適用しても、一括掘削に比べ低減された掘削に伴うせん断応力の増加とその後の排水状態での平均有効応力 σ_m' の増加のサイクルが、掘削解放力の分割数の回数だけ繰り返されるものと推定される。

以上の議論は、等方応力状態の平面ひずみモデルでの、掘削問題をモデル化する上での課題について示したものである。次に、掘削に伴う三次元的な切羽の構造を考慮しないことによる課題を有する例として、図 3. 2. 4 に示す二次元平面ひずみ場での矩形断面のトンネル掘削問題¹⁾を取り挙げる。なお、この解析例では、解析対象を軟岩ないし過圧密粘土地盤を想定し、Terzaghi²⁾の有効応力の定義式および、間隙水圧係数 B が 1 を満足する条件を基礎方程式とする応力・浸透連成解析手法を適用している。また、地盤の構造骨格の応力-ひずみ関係は線形弾性体を仮定している。

この解析結果で、トンネル周辺の応力状態は図 3. 2. 5 の応力経路に示すように、掘削直後に急激に偏差応力 q が増加し Mohr-Coulomb あるいは Drucker-Prager 等の破壊規準から判定して最も厳しい応力状態になる。この傾向は、定性的にはトンネルの安定性を評価する上では妥当な結果となる。しかし、この掘削直後の偏差応力の増加は、前述の様な応力場での円孔モデルでの解析結果と同様にせん断応力変化を過大に評価している可能性がある。つまり、この解析結果は、定量的にトンネルの安定性を評価する上では課題があることに留意しなければならない。

したがって、掘削問題を二次元平面ひずみ場でモデル化し、連成系の解析手法を適用した場合には、掘削直後の地下水挙動および応力状態の変化について、現実と異なる挙動を追跡している可能性がある。

上記のような二次元場と三次元場との解析上のモデル化の相違は、通常の全応力解析の場合にも充分議論される課題である。しかし、連成系の解析手法の特徴は、変形に加えて間隙水圧も同時に評価できることである。そして、掘削に伴い変化した構造系に解放力が作用した際の水圧変動値が次の掘削段階での初期条件となるため、掘削解放力およびその作用荷重に伴う水圧変化をより厳密に評価しなければならない。

したがって、トンネルおよび地下空洞等の掘削問題での地下水挙動を詳細に検討するためには、切羽面の存在およびその進行を考慮した軸対称ないし三次元の解析を適用する必要がある。

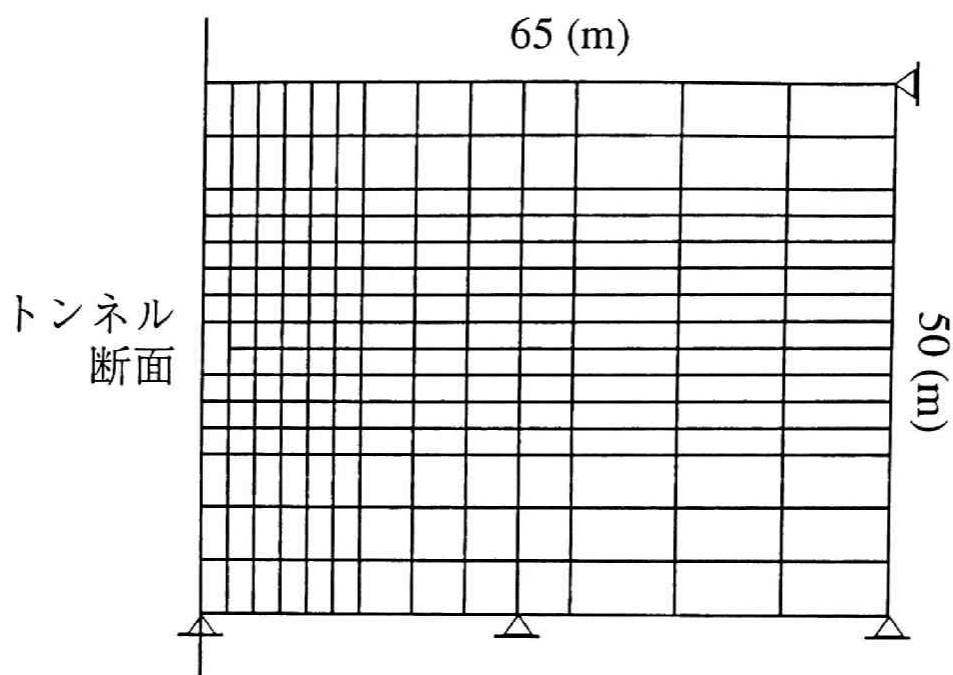


図 3. 2. 4 トンネルの要素分割図

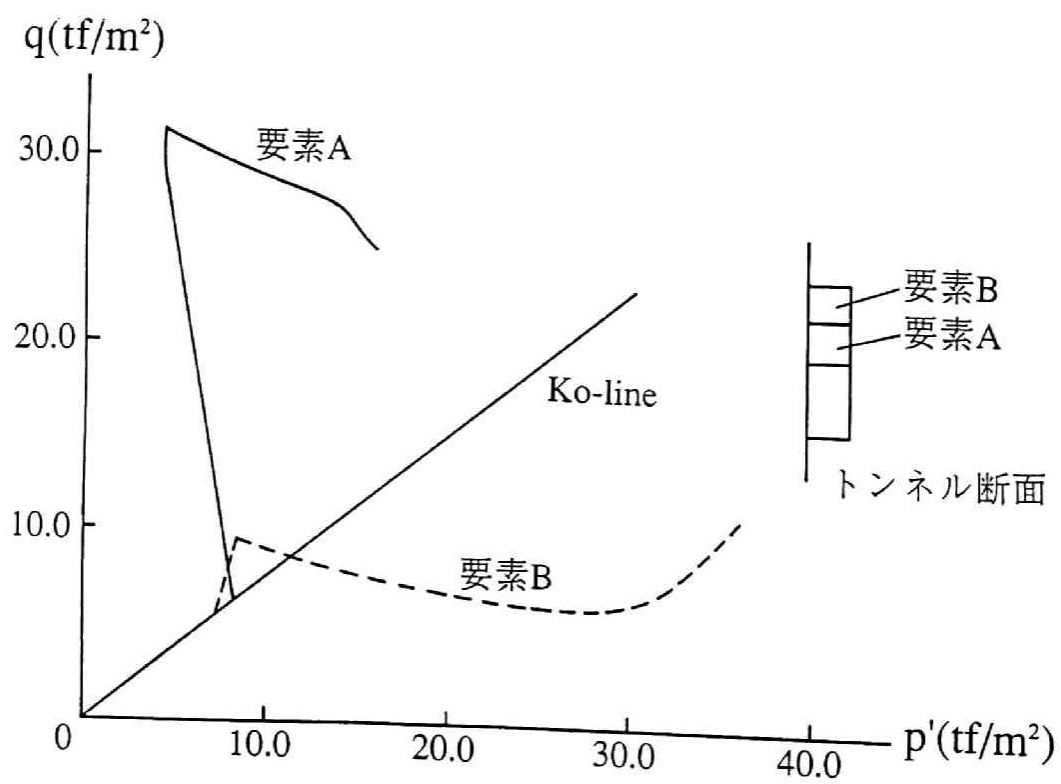


図 3. 2. 5 トンネル掘削に伴う周辺地盤の応力径路

3. 2. 2 逐次的な掘削に伴う地下水挙動評価

3. 2. 1 に述べたように、掘削の境界値問題としての特徴は、二次元場と三次元場での解析では、逐次掘削に伴う構造系の変化のモデル化に加え、作用荷重自体の評価が異なることである。本節では、これらの特徴を明確にするために、切羽面の存在およびその進行を考慮した逐次掘削解析として軸対称および三次元応力・浸透連成解析を適用し、二次元平面ひずみ場での解析結果との比較検討を行う。

(1) 二次元場と軸対称場での比較

二次元場と軸対称場での比較として、図 3. 2. 6 に示す大深度立坑 ($\phi 10\text{m} \times 100\text{m}$) の掘削問題を取り上げ、それぞれの場のモデルに対して、第 2 章に示した応力・浸透連成解析手法を適用する。

(a) 解析条件

本検討の目的は、切羽の進行に伴う間隙水圧および岩盤の応力状態の推移を検討するものである。このため、議論を簡素化するために通常の設計検討で用いられるようなロックボルト、吹付コンクリート等の支保部材は考慮しない素掘状態の解析とする。

軸対称場の解析での掘削過程のモデル化は、図 3. 2. 7 に示すように、一回の掘削サイクルを掘進長 4 m でその後 11 時間を排水放置期間と設定し、このサイクルを 25 回繰り返すものとした。

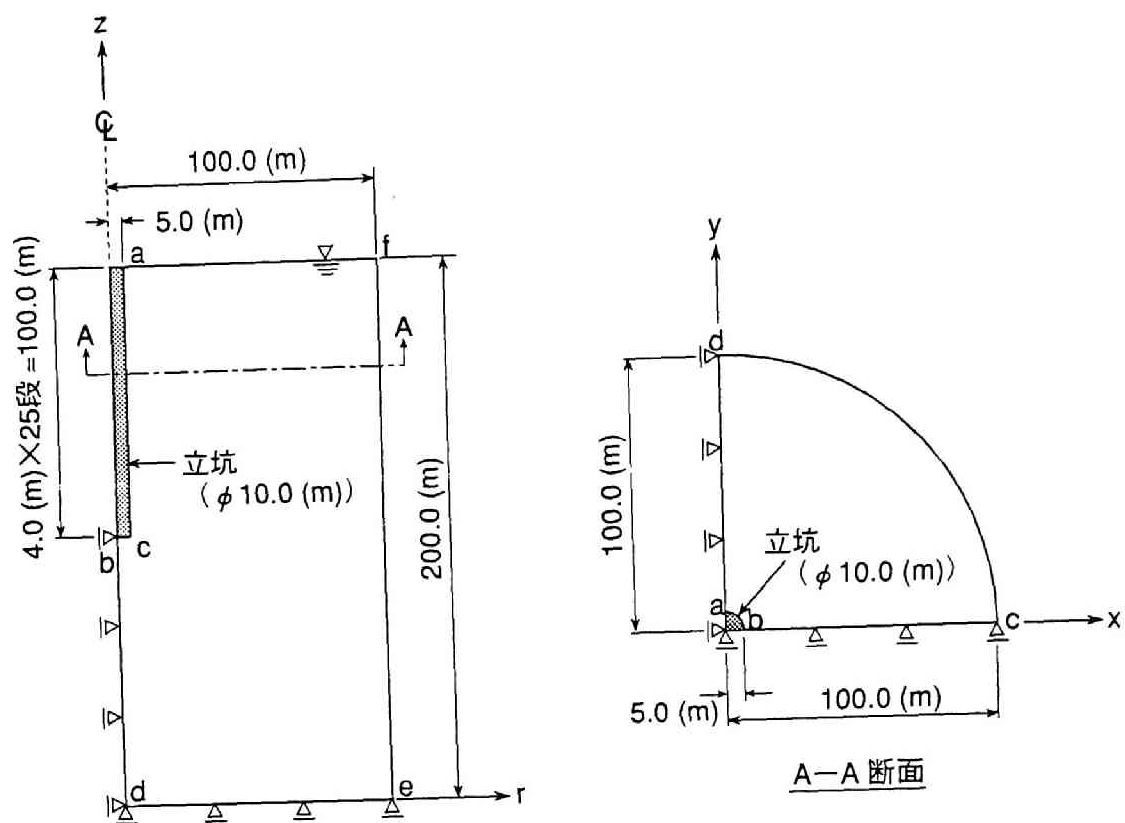
解析用物性値は、堆積軟岩を想定し表 3. 2. 1 に示すように設定した。

表 3. 2. 1 解析用物性値一覧表

変形係数 E	5,000kgf/cm ²
ポアソン比 ν	0.33
透水係数 k	1.0×10^{-6} cm/sec
側方応力係数 K_0	1.0
単位体積重量 γ	2.0×10^{-3} kgf/cm ³

次に、初期応力分布は、地表面を原点とする有効土被り圧による等方応力状態を仮定した。また、初期間隙水圧分布は、地表面を原点とする静水圧状態を仮定した。

なお、軸対称場との比較を行う二次元平面ひずみ場のモデルは、図 3. 2.



境 界 条 件					
軸対称モデル			平面ひずみモデル		
	幾何学的 境界条件	水理学的 境界条件		幾何学的 境界条件	水理学的 境界条件
a c	—	$\psi = 0$	$\widehat{a b}$	—	$\psi = 0$
b c	—	$\psi = 0$	b c	$u_y = 0$	$Q = 0$
b d	$u_r = 0$	$Q = 0$	$\widehat{c d}$	—	$\psi = 39.0$
d e	$u_z = 0$	$Q = 0$	a d	$u_x = 0$	$Q = 0$
e f	—	$h = 200.0$	u : 変位量 Q : 流量 h : 全水頭 (m) ψ : 圧力水頭 (m)		
a f	—	$h = 200.0$			

図 3. 2. 6 大深度立坑掘削モデルおよび境界条件

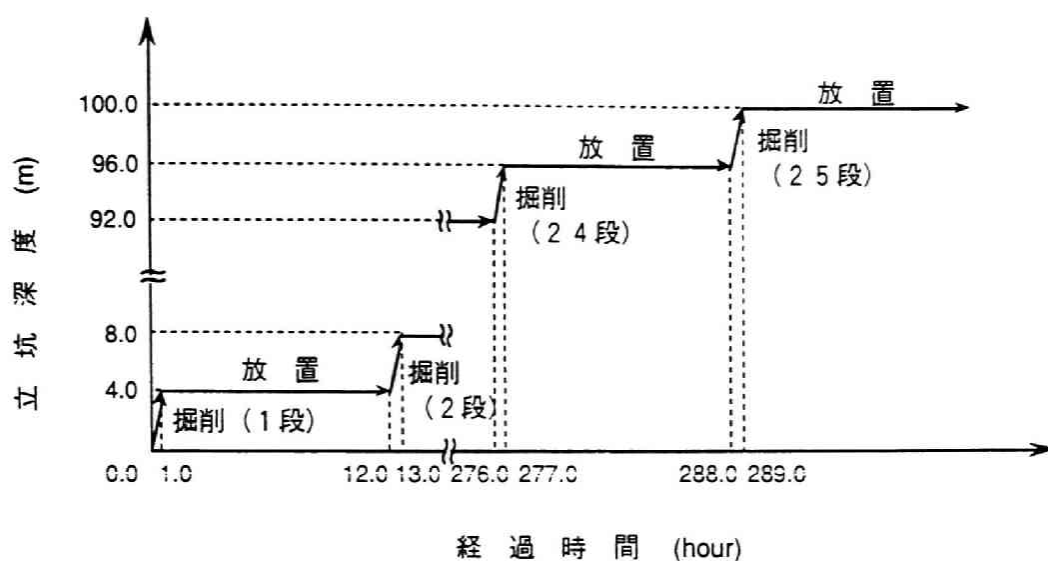


図 3. 2. 7 逐次掘削解析のモデル化

6 に示す深度39mレベルの立坑を含む水平な断面（A－A断面）を選定する。

（b）解析結果および考察

軸対称逐次掘削解析結果での、深度39mの立坑周辺での応力および間隙水圧の経時変化を図 3. 2. 8 に示す。ここで、応力状態の推移を、せん断応力成分と等方応力成分に分けて議論するため、せん断応力成分は正八面体せん断応力 τ_{oct} を、体積応力成分はそれぞれ平均主応力 σ_m および平均有効主応力 σ_m' を代表値として表示した。

間隙水圧は、切羽の接近に伴い低下し始め、切羽通過直後に急激な低下を示した後、切羽が遠ざかるに連れてゆるやかに低下し定常状態に達する傾向を示す。また、正八面体せん断応力 τ_{oct} は、切羽の接近に伴い徐々に増加し始め切羽到達時に急激な増加を示した後、切羽が離れるにしたがって増分量は小さくなる。

一方、平均主応力 σ_m は、切羽到達の直前までほとんど変化をせず、切羽の通過前後に急激な低下を示し、その後の変動量はわずかでほぼ一定値となる。これに対して、平均有効主応力 σ_m' は、切羽の接近に伴い急激に増加し切羽到達時に最大値になり、切羽通過後一旦急激に低下した後、再びゆるやかな増加傾向を示す。

この深度39mの立坑周辺での平均主応力 σ_m および平均有効主応力 σ_m' の変化傾向について明らかにするために、それぞれ全応力および有効応力の各応力成

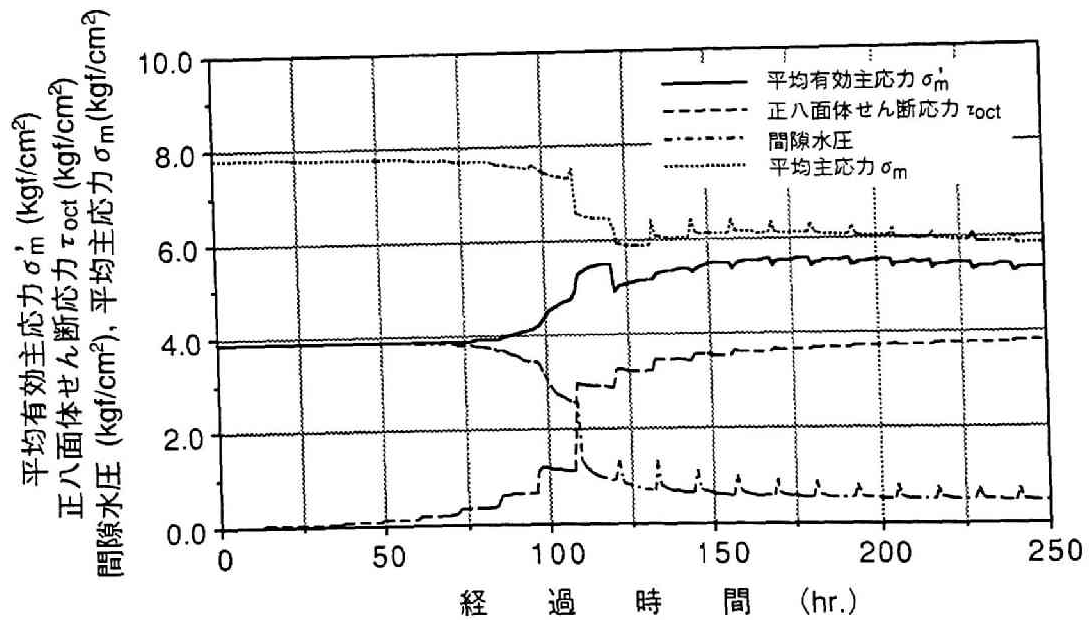
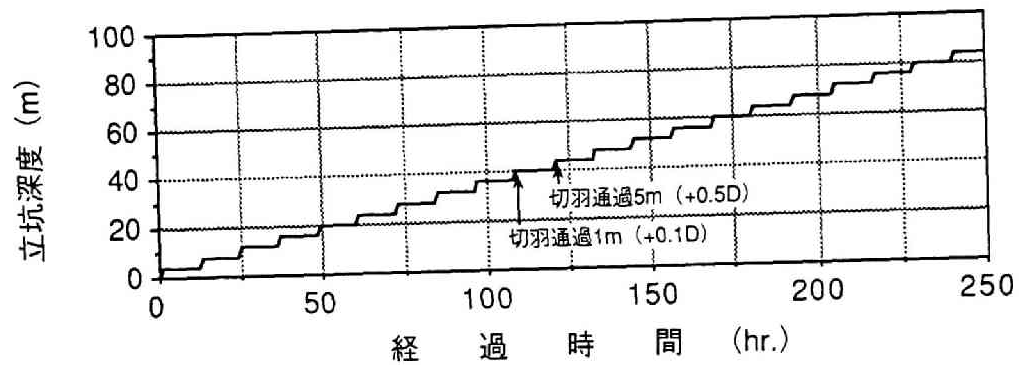
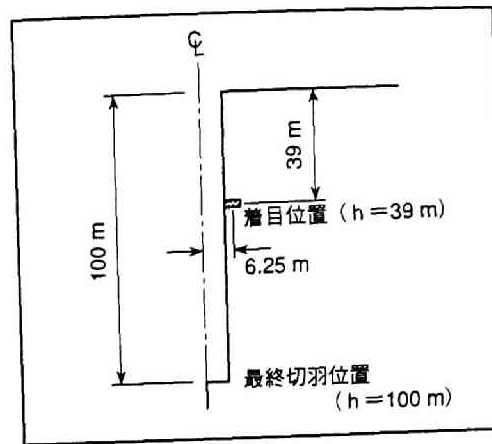


図 3. 2. 8 立坑周辺の間隙水圧および応力の経時変化 (深度39mレベル)

分の経時変化を図3. 2. 9および図3. 2. 10に示す。

図3. 2. 9に示す結果で、軸方向全応力 σ_r および円周方向全応力 σ_θ は、切羽到達の直前までほとんど変化をせず、切羽が着目位置に到達した直後およびそれに引き続く掘削の直後に、それぞれ急激な減少および増加傾向を示す。そして、軸方向全応力 σ_r および円周方向全応力 σ_θ のその後の掘削による変動はわずかである。また、鉛直方向全応力 σ_z は、切羽の進行に伴い鉛直方向の除荷の影響により、徐々に減少する傾向を示すが、切羽通過直後（切羽通過1 m）に一旦急激に増加する。これは、着目している要素が、切羽到達時には隅角部となり、切羽効果により鉛直方向の応力が増加するためである。そして、その後の排水過程での間隙水圧の低下および、切羽が通過することで切羽効果がなくなるため、再び鉛直方向全応力 σ_z は減少傾向を示してほぼ一定値となる。

以上の各全応力成分の経時変化より、図3. 2. 8に示す切羽通過時の平均主応力 σ_m の急激な低下は、平均主応力 σ_m の3成分の中で軸方向全応力 σ_r の低下量がその他の応力成分の増加量を上回ることによる。また、切羽通過5 mの掘削時での平均主応力 σ_m の急激な低下は、軸方向全応力 σ_r および鉛直方向全応力 σ_z の低下量が、円周方向全応力 σ_θ の増加量を上回るためである。

次に、図3. 2. 10に示す結果で、軸方向有効応力 σ_r' および円周方向有効応力 σ_θ' は、切羽の接近に伴い全応力がほぼ一定の状態の間隙水圧が低下するため、全応力の変化と異なり切羽の到達前から徐々に増加する傾向を示す。そして、図3. 2. 9に示す全応力の変化と同様に、軸方向有効応力 σ_r' および円周方向有効応力 σ_θ' は、切羽が着目位置に到達した直後およびその次の掘削直後に、それぞれ急激な減少および増加傾向を示す。また、鉛直方向有効応力 σ_z' は、全応力変化と同様に切羽の進行に伴い鉛直方向の除荷の影響により徐々に減少する。しかし、切羽の接近に伴い間隙水圧の低下が卓越するため、鉛直方向有効応力 σ_z' は、全応力変化に比べて早い時期から徐々に増加する傾向となり、切羽通過直後（切羽通過1 m）に切羽効果のため急激に増加する。その後の排水過程で、鉛直方向全応力 σ_z の低下量を間隙水圧の低下量が上回るために、鉛直方向有効応力 σ_z' は微増する傾向となる。また、切羽が通過することで切羽効果がなくなるため、再び鉛直方向有効応力 σ_z' は、一旦減少傾向を示すが、間隙水圧の消散に伴いほぼ全応力が一定の応力状態の下で緩やかに増加する傾向となる。

以上の各有効応力成分の経時変化より、図3. 2. 8に示す平均有効主応力 σ_m' は、切羽の接近に伴う間隙水圧の低下のため、平均主応力 σ_m に比べて早い段階から切羽が通過して切羽効果がなくなるまで増加する傾向を示す。その後

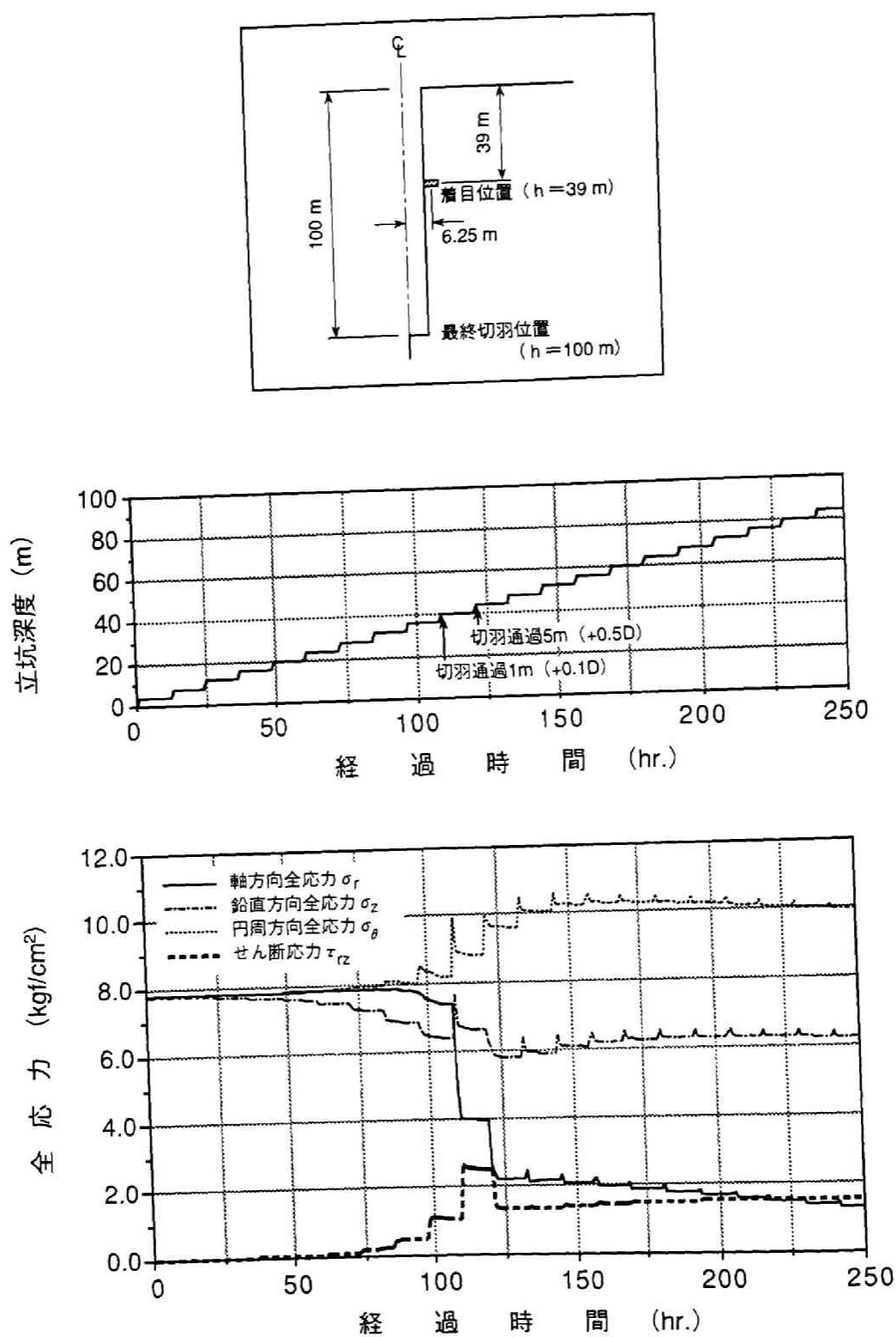


図3. 2. 9 立坑周辺の全応力成分の経時変化 (深度39mレベル)

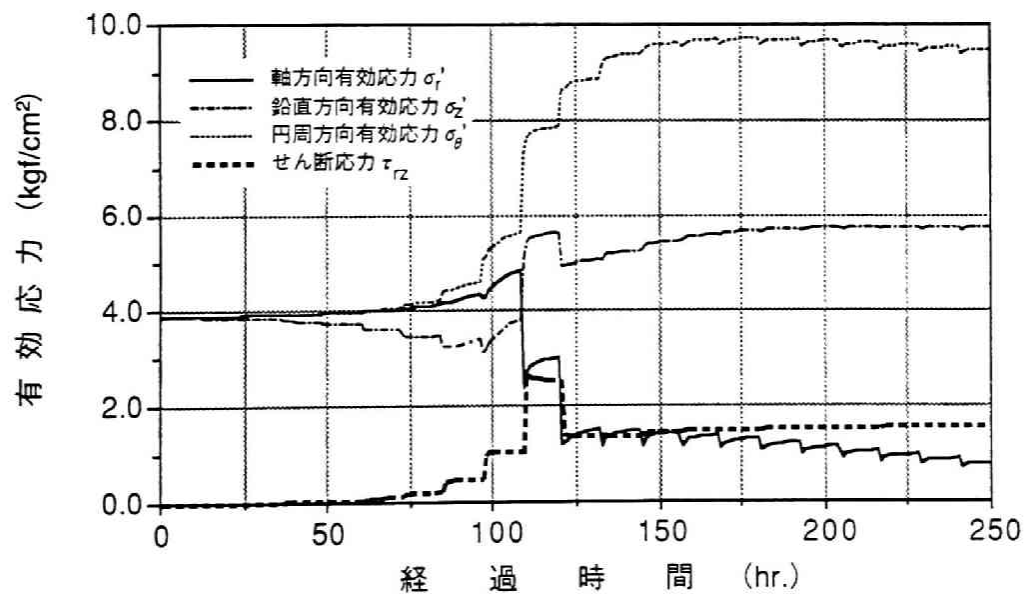
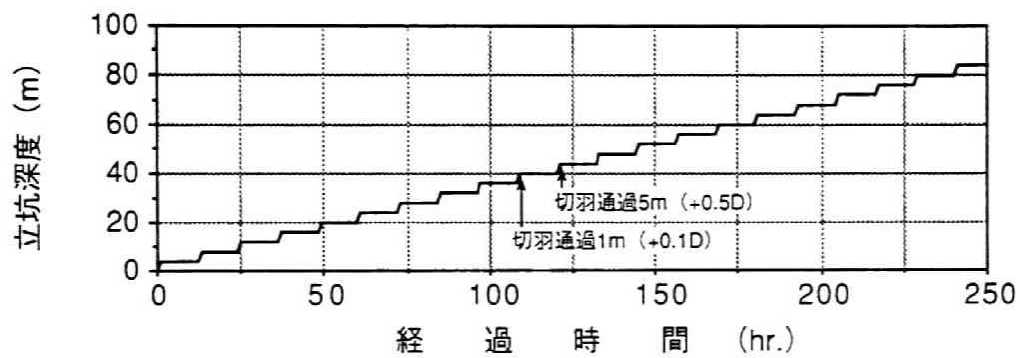
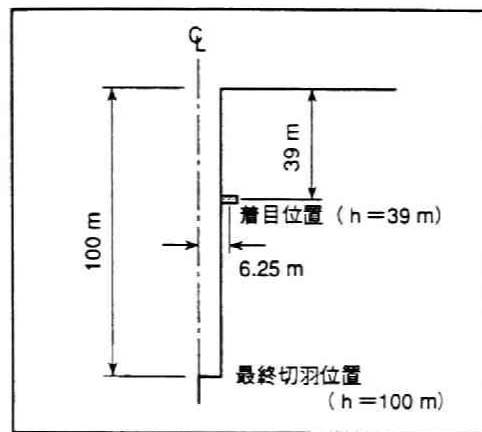


図3. 2. 10 立坑周辺の有効応力成分の経時変化（深度39mレベル）

の、切羽通過5mの掘削時での平均有効主応力 σ_m' の低下は、軸方向有効応力 σ_r' および鉛直方向有効応力 σ_z' の低下量が、円周方向有効応力 σ_θ' の増加量を上回るためである。

一方、深度39mの応力状態に相当する二次元平面ひずみ場の解析結果での、空洞周辺の応力および間隙水圧の経時変化を図3.2.11に示す。なお、この二次元解析では、掘削解放力を評価する上で、切羽の進行に伴う三次元的な影響を疑似的に表現する特性曲線法のような手法は適用していない。これは、二次元場の有効応力解析での掘削解放力の作用による、応力および間隙水圧の変動の最も大きな状態を評価するためである。

同図に示すように、二次元解析結果では、3.2.1の解析事例で述べた挙動と同様に、掘削直後は、正八面体せん断応力 τ_{oct} の変動のみが顕著になり、平均有効主応力 σ_m' と間隙水圧の変化は微小である。その後の排水に伴う再配分過程での挙動は、正八面体せん断応力 τ_{oct} はほとんど変化せず、全応力がほぼ一定の条件の下で、間隙水圧の低下に伴い平均有効主応力 σ_m' が増加する傾向を示すのみである。

この解析結果より、二次元有効応力解析で特性曲線法のように、土被り圧から算定される掘削解放力を分割して作用させた場合には、以下のような解析結果が得られるものと推定される。すなわち、二次元解析では、特性曲線法に基づき掘削解放力を分割して作用させても、図3.2.11の結果のアナロジーとして、掘削直後には平均有効主応力 σ_m' と間隙水圧の変化は微小であり、正八面体せん断応力 τ_{oct} の変動が卓越する。なお、この一回の分割载荷に対する正八面体せん断応力 τ_{oct} の変動量は、図3.2.11に示す正八面体せん断応力 τ_{oct} の全変動量値を掘削解放力の分割率に応じて低減された値となる。そして、次の载荷までの排水過程では、全応力がほぼ一定の条件の下で、間隙水圧の低下とそれに伴い平均有効主応力 σ_m' が増加する傾向となる。つまり、単純に掘削解放力を分割して作用させた場合には、解放力の分割率に応じて低減された正八面体せん断応力 τ_{oct} の変動と、それに続く間隙水圧の低下に伴う平均有効主応力 σ_m' の増加のサイクルが繰り返されるのみである。

したがって、二次元有効応力解析では、特性曲線法のようなモデル化手法を適用しても、図3.2.8に示すような三次元的な切羽の進行に伴う間隙水圧および応力の変動を正確に捉えることはできない。

また、二次元解析では評価できないもう一つ課題である作用荷重自体の変化について検討するために、掘削解放力として算定される要素の、切羽到達までの間隙水圧および応力の変化に着目する。

図3.2.12～図3.2.15に、それぞれ掘削深度が40m,60m,80m,100m

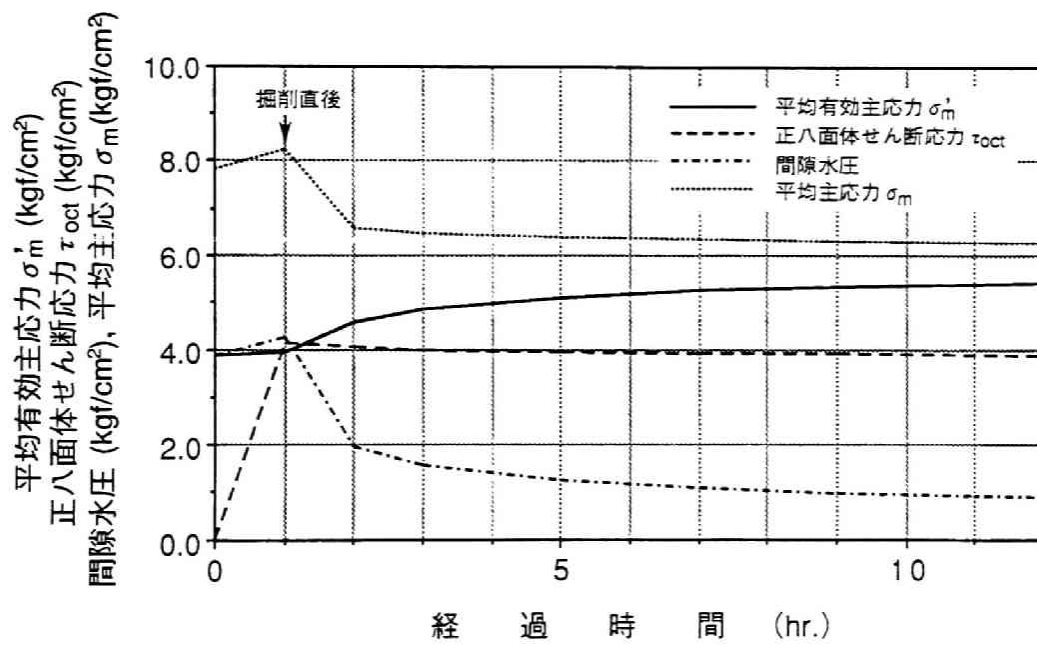
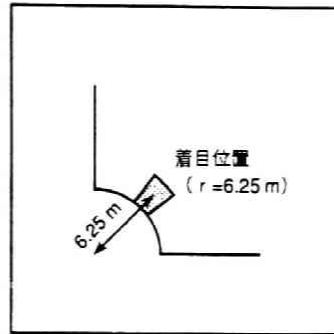


図 3. 2. 1 1 二次元解析結果での坑壁周辺の間隙水圧および応力の経時変化

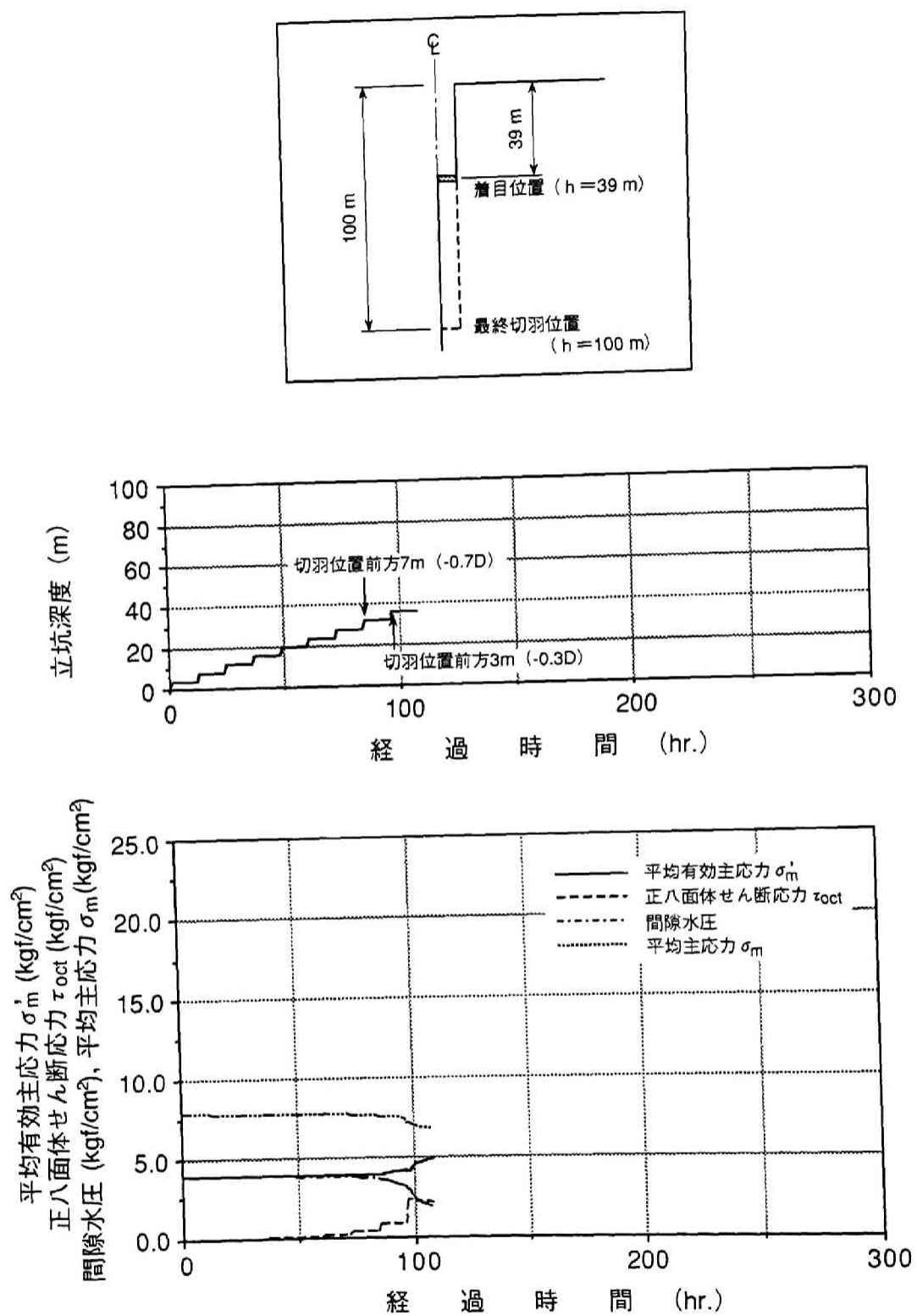


図 3. 2. 1 2 掘削深度40mに到達した際に掘削される要素の間隙水圧および応力の経時変化

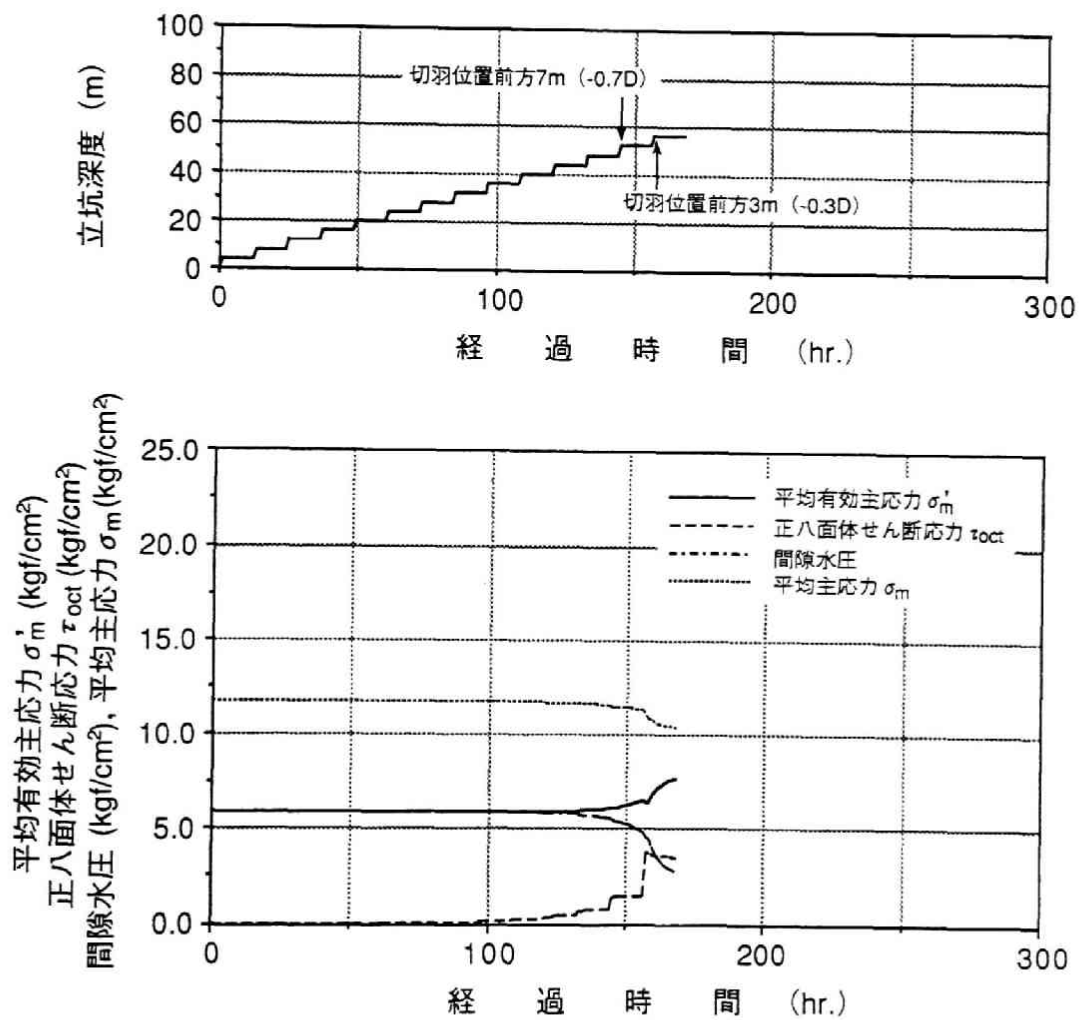
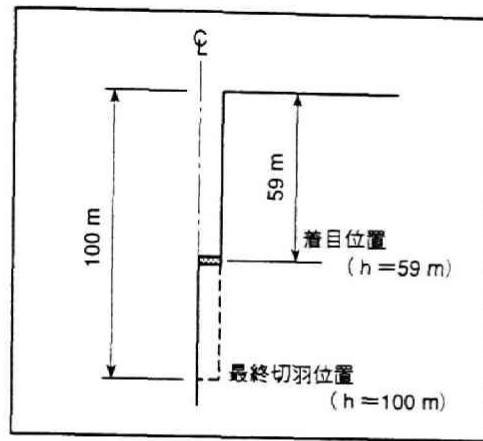


図 3. 2. 1 3 掘削深度60mに到達した際に掘削される要素の間隙水圧および応力の経時変化

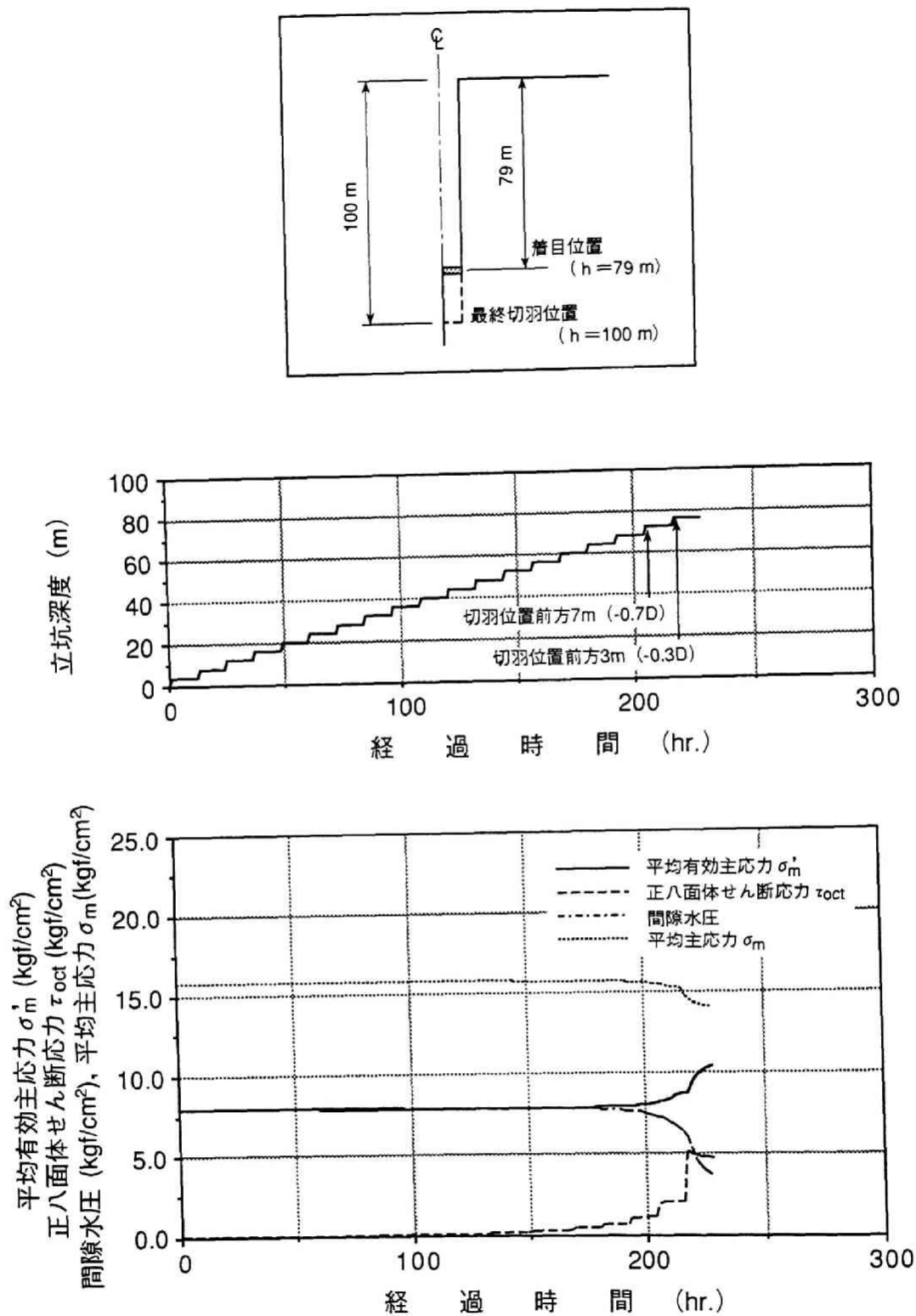


図 3. 2. 1 4 掘削深度80mに到達した際に掘削される要素の
間隙水圧および応力の経時変化

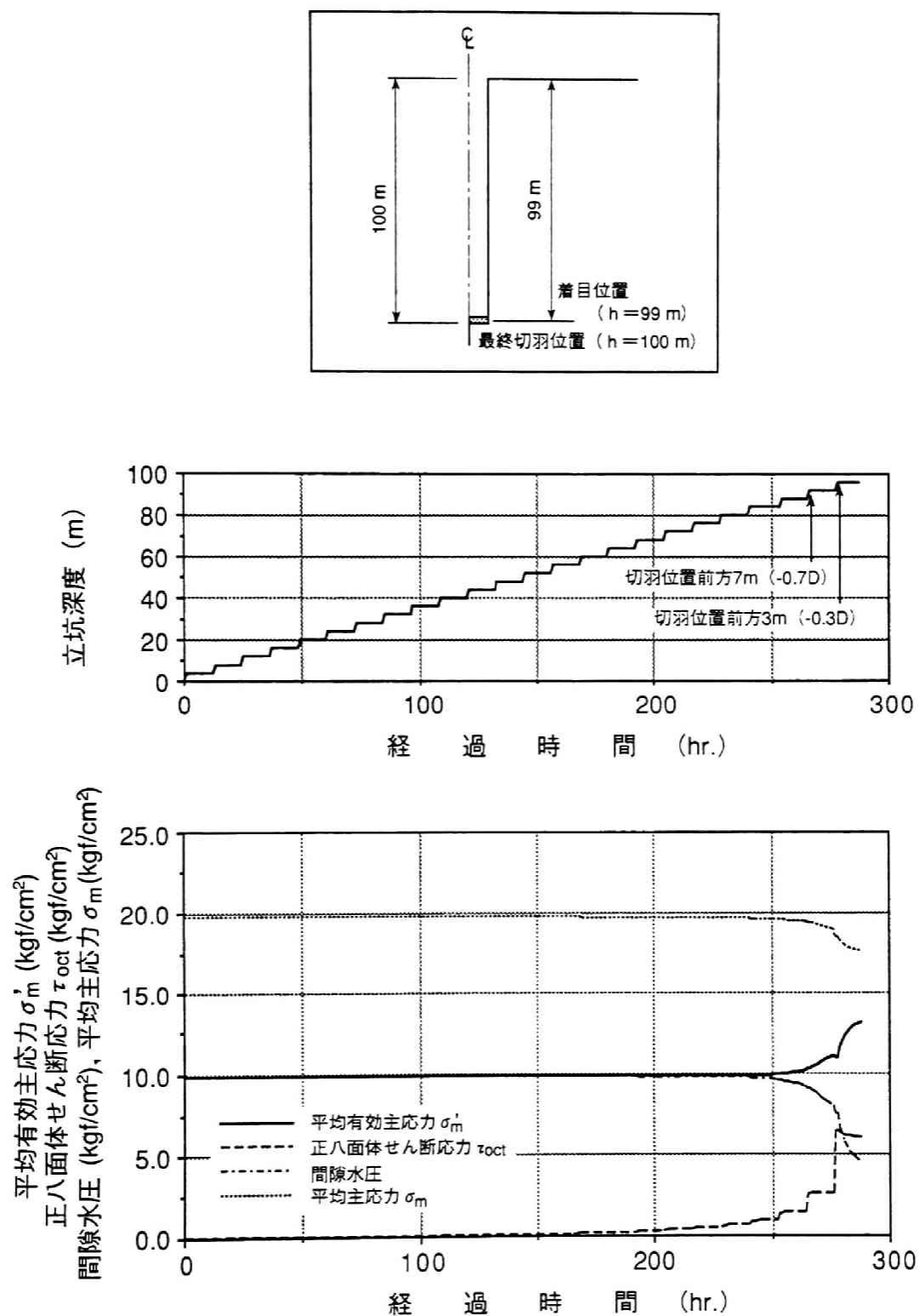


図 3. 2. 15 掘削深度100mに到達した際に掘削される要素の間隙水圧および応力の経時変化

に到達した場合に掘削される要素の間隙水圧および応力の経時変化を示す。これらの図に示すように、掘削される要素の正八面体せん断応力 $\tau_{\theta\theta}$ および平均主応力 σ_m は、初期応力状態から有意な変化が生じている。このため、これらの応力に基づき算定される掘削解放力は、初期応力状態から算定される解放力とは有意な相違が生じる。

この掘削解放力の変化傾向を明確にするために、掘削深度が40mに到達した場合に切羽面となり、その次の段階では掘削解放力として算定される要素の、各全応力成分の経時変化を図3. 2. 16および図3. 2. 17に示す。

図3. 2. 16に示す立坑中心部の要素では、軸方向全応力 σ_r および円周方向全応力 σ_θ は、ほとんど同じ値で推移するため図中では相違を認められない。そして、掘削解放力として算定される段階では、初期応力状態からほとんど変化していない。これに対して、鉛直方向全応力 σ_z は、切羽面の接近に伴う除荷の影響を受けて、初期応力状態から大きく低下した値となる。また、せん断応力 τ_{rz} の発生量もわずかである。この結果より、立坑中心部で掘削される要素の応力は、軸方向全応力 σ_r 、円周方向全応力 σ_θ および鉛直方向全応力 σ_z がそれぞれ主応力となり、その中で軸方向全応力 σ_r および円周方向全応力 σ_θ が卓越する状態となる。このように、立坑中心部で掘削される要素の応力は、初期応力状態からかなり変化した値となる。

次に、図3. 2. 17に示す立坑坑壁の要素では、軸方向全応力 σ_r および円周方向全応力 σ_θ は、切羽の接近に伴い上昇するが、掘削解放力として算定される段階では、初期応力状態からの変化量はわずかである。これに対して、鉛直方向全応力 σ_z は、切羽面の接近に伴う除荷の影響を受けて、初期応力状態から大きく低下した値となる。ただし、立坑中央部と異なり鉛直方向全応力 σ_z と同程度のせん断応力 τ_{rz} が発生する。この結果より、立坑坑壁で掘削される要素の応力は、円周方向全応力 σ_θ と軸方向全応力 σ_r を除いて、鉛直方向全応力 σ_z およびせん断応力 τ_{rz} は、初期応力とかなり異なる値となる。

さらに、この掘削解放力の初期状態からの変化に加えて、次の切羽面となる周辺の間隙水圧および有効応力の分布も、初期状態から有意な変化が生じていることが明らかである。したがって、掘削に伴う間隙水圧および有効応力の応答を評価する上では、逐次掘削による切羽の進行の影響を考慮することが不可欠な要因となる。

この逐次掘削による切羽の進行の影響を考慮するか否かでの解析結果の相違は、深度39mの立坑周辺での、図3. 2. 18に示す二次元平面ひずみ場と軸対称場の解析での、それぞれの有効応力径路の相違よりも明らかとなる。同図に示すように、切羽の進行の影響を評価しない二次元平面ひずみ場の解析と軸

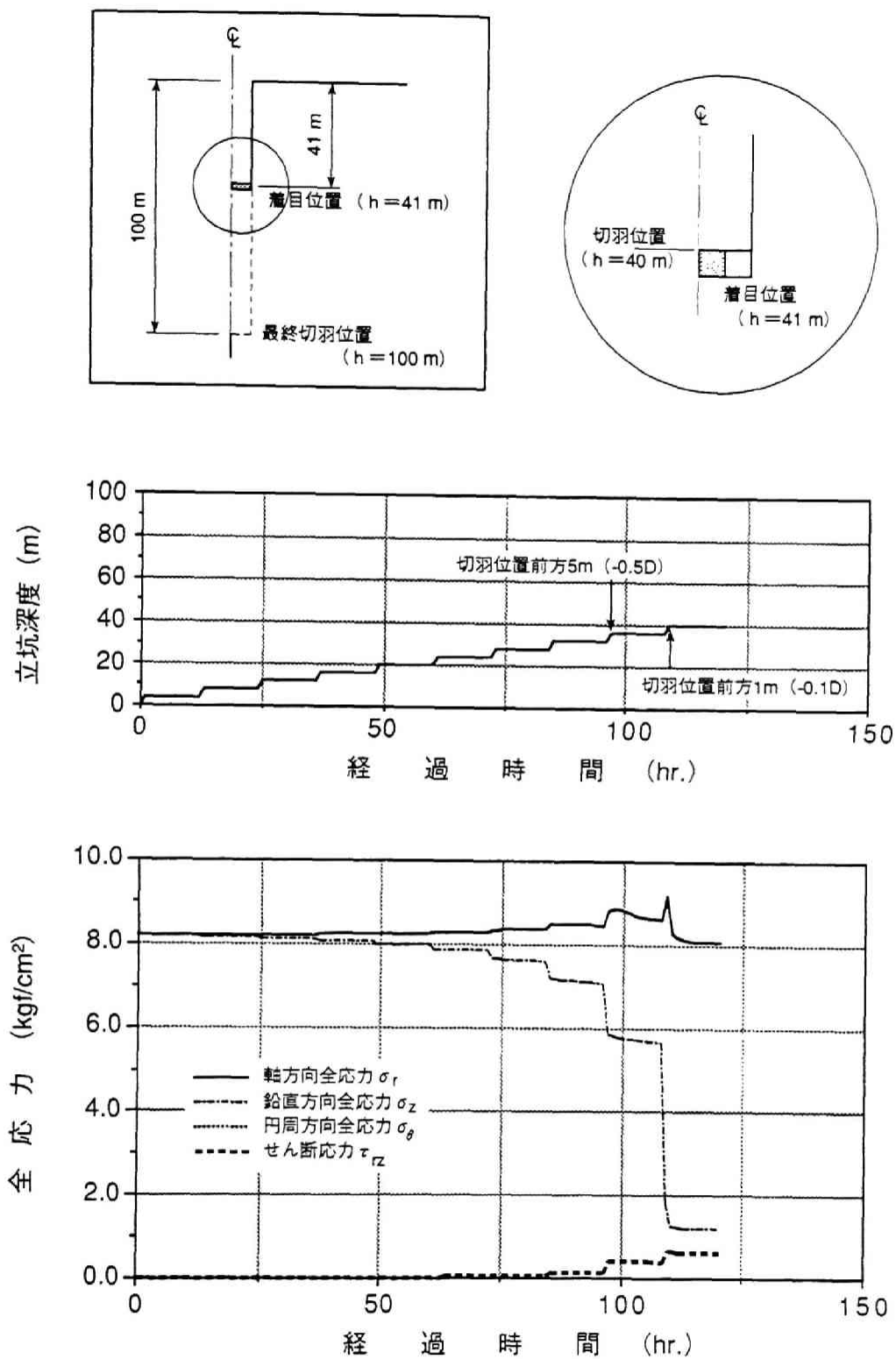


図 3. 2. 1 6 掘削深度40mに到達した際の切羽面の要素の全応力成分の経時変化 (立坑中央部)

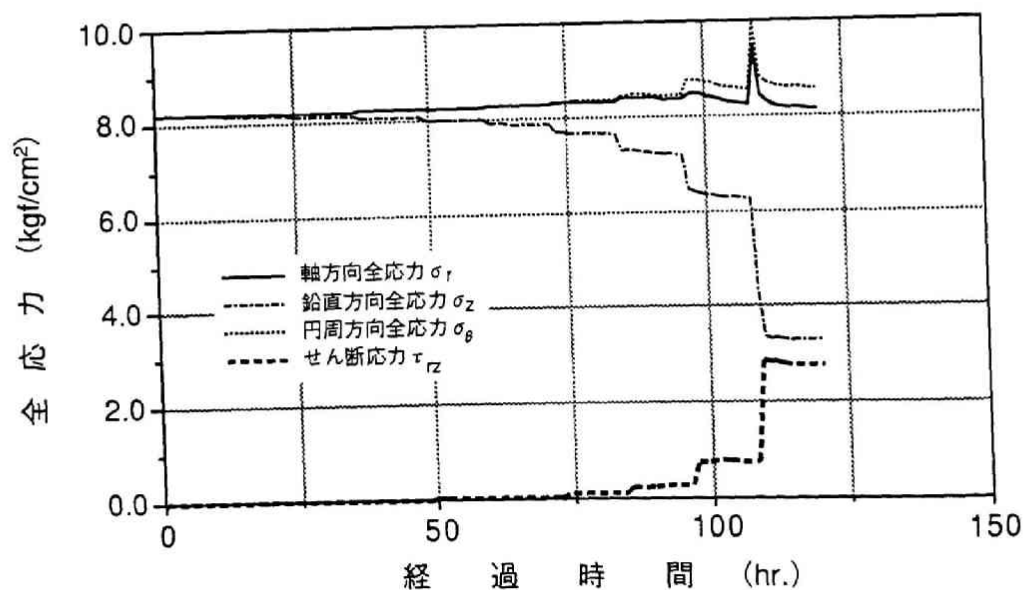
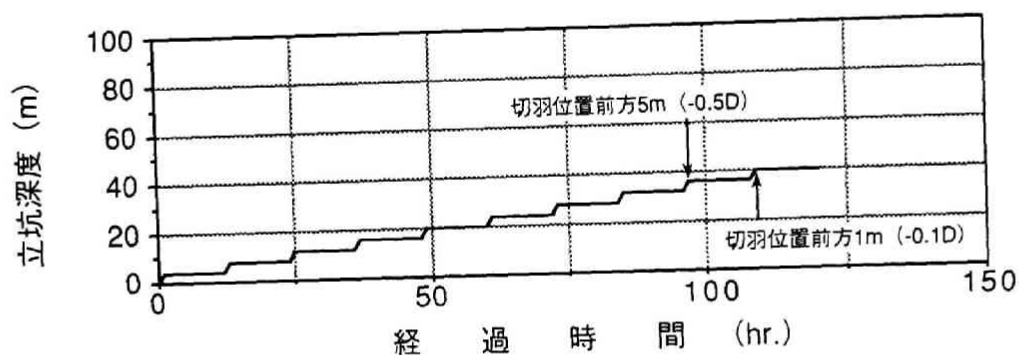
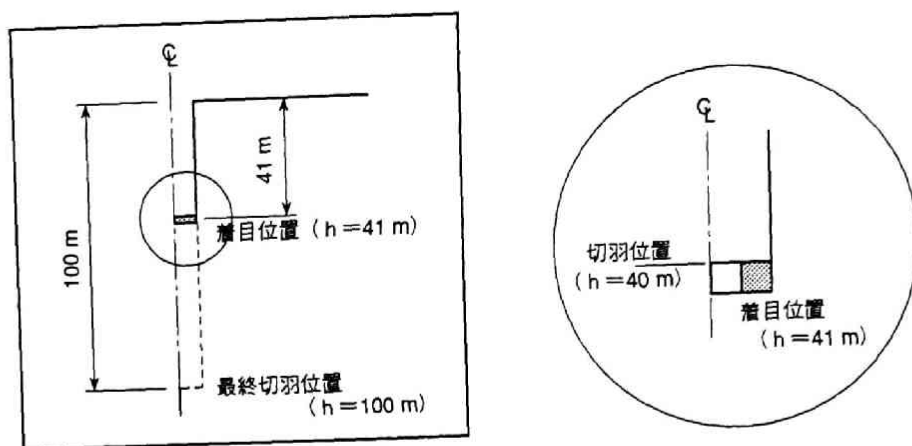


図 3. 2. 17 掘削深度40mに到達した際の切羽面の要素の全応力成分の経時変化 (立坑端部)

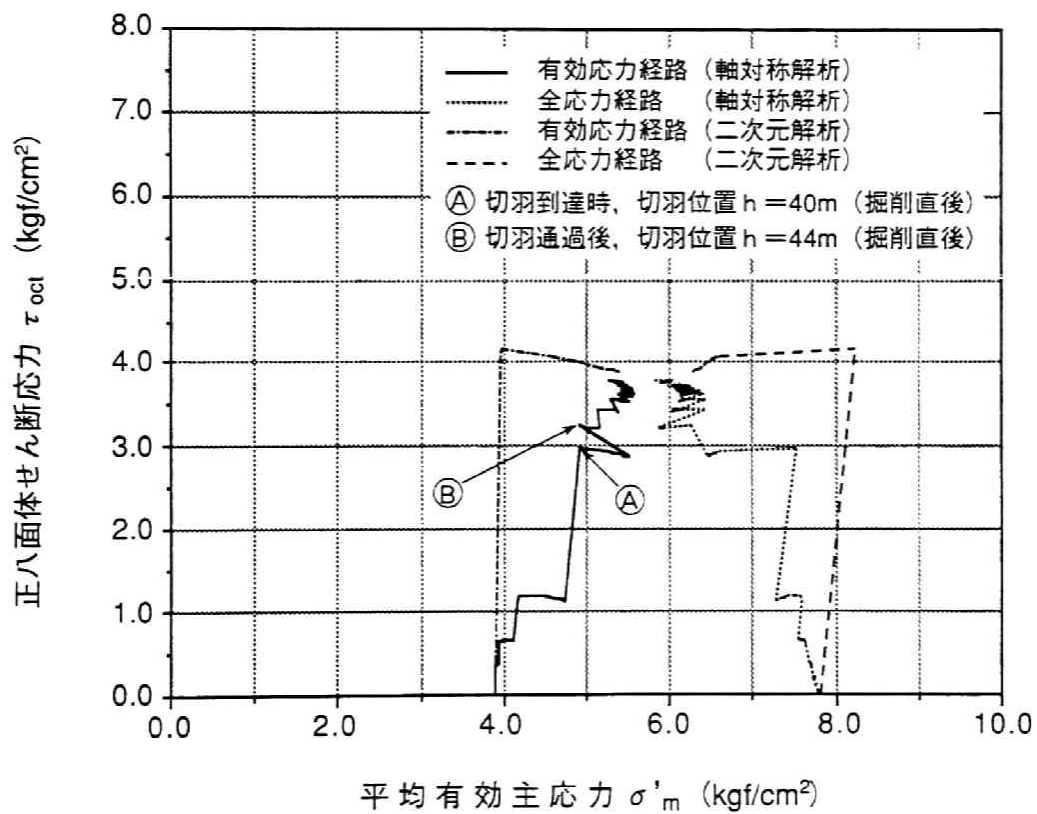
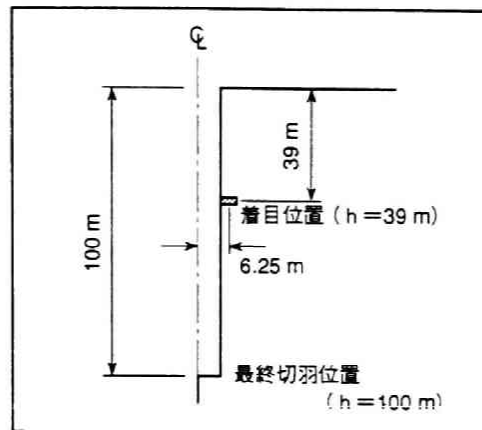


図 3. 2. 18 掘削に伴う応力経路の比較

対称場の解析での有効応力径路は全く異なる結果となる。

すなわち、切羽の進行の影響を評価しない二次元平面ひずみ場の解析結果では、Mohr-CoulombあるいはDrucker-Prager等の破壊規準を想定した場合には、掘削直後が最も厳しい応力状態となる。しかし、この有効応力径路は、逐次掘削過程を考慮していないため、掘削直後の正八面体せん断応力 τ_{oct} を過大評価し、実現象とは異なる径路を追跡していることに留意しなければならない。

これに対して、軸対称場の解析結果では、逐次的な切羽の接近に伴い、階段関数的な正八面体せん断応力 τ_{oct} および平均有効主応力 σ_m' の増加が次第に顕著になる。また、図3.2.8に示した切羽通過直後の平均有効主応力 σ_m' の急激な低下に伴い、有効応力径路は、図3.2.18に示すように急激に応力平面上で破壊規準に接近する左上方向へと移動した後、小刻みな変動を繰返し最終定常状態に到る傾向を示す。なお、軸対称場の解析結果では、この掘削後の最終定常状態が、Mohr-CoulombあるいはDrucker-Prager等の破壊規準を想定した場合には最も厳しい応力状態となる。

この両解析結果で有効応力径路に有意な相違が生じる主たる要因としては、切羽の進行の影響を考慮するか否かを挙げることができる。

ここで、二次元解析で切羽の進行の影響を近似的に表現する特性曲線法を適用した場合の有効応力径路を、図3.2.11に示した二次元解析結果についての検討結果に基づき推定する。3.2.1に述べたように、特性曲線法を用いた二次元解析は、事前に設定される初期応力を、二次元のトンネル形状に対して何回かに分割して作用させる方法であり、その分割して作用させる各応力成分の比率は一定である。このため、特性曲線法を用いた二次元解析結果では、図3.2.18に示す二次元解析結果のアナロジーとして、有効応力径路での階段関数的な正八面体せん断応力 τ_{oct} および平均有効主応力 σ_m' の増加は表現可能である。したがって、図3.2.19の模式図に示すように、特性曲線法を適用することにより、図3.2.18に示した二次元解析結果と三次元解析結果での有効応力径路の相違を小さくすることは可能である。

ただし、特性曲線法で用いられる分割された掘削解放力は、図3.2.16および図3.2.17に示すような、切羽が到達するまでの逐次掘削に伴う排水過程を含む応力状態の変化を評価したものではない。また、この方法は、トンネル掘削問題の特徴である、着目断面に対して切羽到達から通過するまでの三次元的な切羽効果を考慮したものではない。これらの要因により、図3.2.19の模式図に示すように、特性曲線法を用いた二次元解析では、軸対称場の解析結果での、有効応力径路が急激に破壊規準に接近する危険側の左上方向へと移動する傾向を表現することはできない。

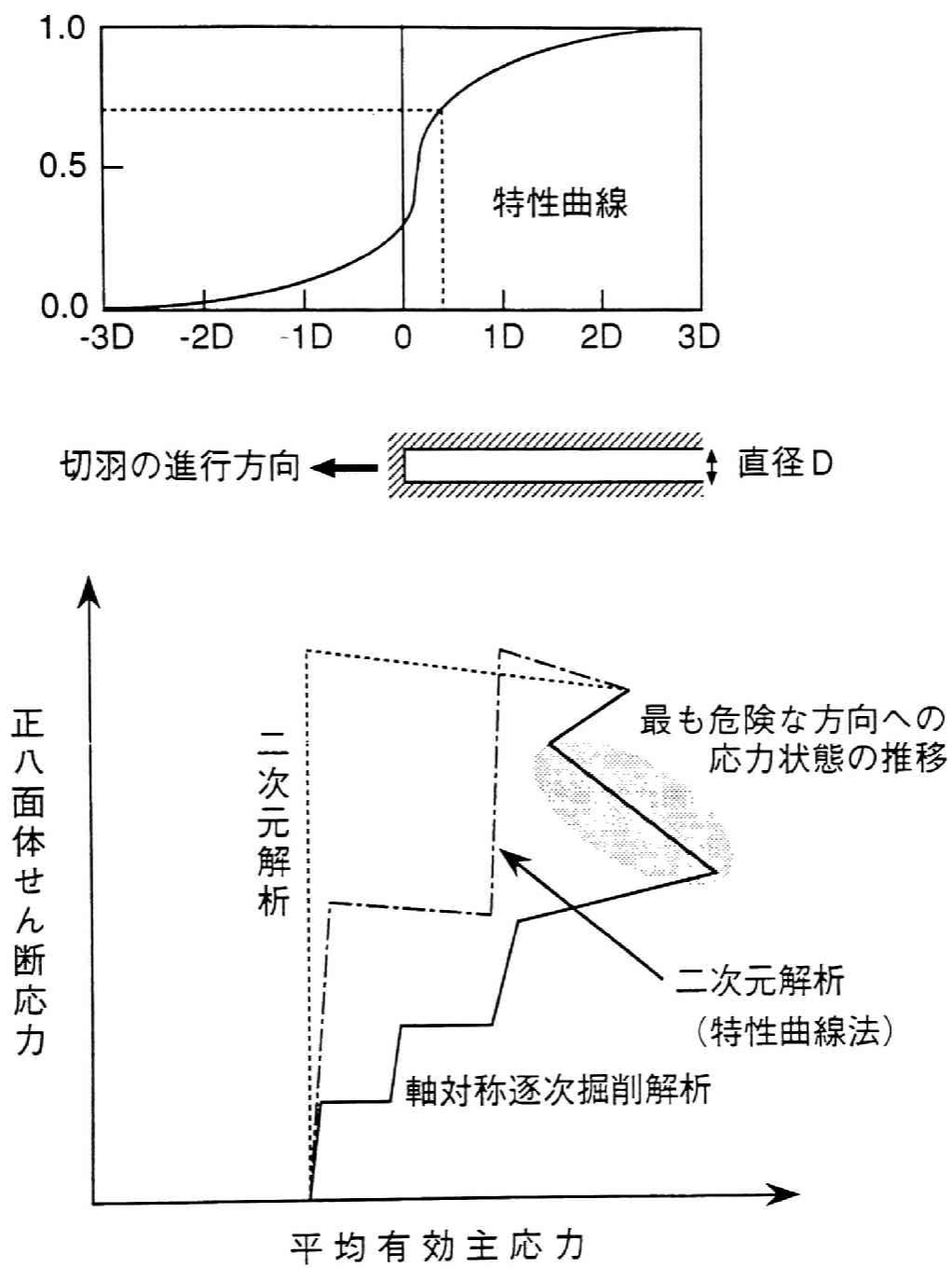


図 3. 2. 1 9 掘削に伴う有効応力経路の模式図

さらに、有効応力解析で特性曲線法を適用するためには、従来の変形に基づく特性曲線に加えて、切羽の進行に伴う間隙水圧の特性曲線についても考慮する必要がある。なぜならば、有効応力解析での掘削解放力は、掘削される要素の変形状態に関連する有効応力と間隙水圧を重ね合わせた全応力に基づき算定されるものである。このため、切羽の進行を模式的に表現する掘削解放力の分割率を評価する上での、変形と間隙水圧の特性曲線が一致するか否かについて検討する必要がある。

この項目について検討するために、軸対称解析結果で、深度39mの立坑周辺での、内空変位と間隙水圧の特性曲線を図3. 2. 20に示した。同図に示すように、切羽到達時の間隙水圧の変動比は、切羽からの排水の影響により約80%と、内空変位の変動比に比べて大きくなっている。

この結果より、変形と間隙水圧の特性曲線は異なるため、二次元有効応力解析で、切羽の進行を近似的に表現するためには、有効応力と間隙水圧について別々の特性曲線を設定する必要がある。しかし、間隙水圧の特性曲線を用いる場合には、分割した掘削解放力としての間隙水圧を作用させるとしても、切羽が着目断面に到達するまでのトンネル坑壁での排水の境界条件をどのように設定するかは課題がある。

このように、二次元有効応力解析で特性曲線法を用いた解析結果では、軸対称場の解析結果に対する近似度を高めることは可能であるが、逐次的な掘削に伴う有効応力経路を詳細に追跡することはできない。つまり、二次元有効応力解析では特性曲線法を用いても、図3. 2. 19の模式図に示すように、トンネル周辺の安定性について、切羽の進行を忠実に考慮した解析結果に比べて、破壊規準に接近した側から最終状態に到る有効応力経路を追跡することになる。

ただし、図3. 2. 18に示す有効応力経路の比較で、掘削後の最終定常状態での応力状態については、二次元平面ひずみ場と軸対称場の解析結果はほぼ一致する。この結果より、トンネル周辺の安定性を評価するための、掘削後の最終定常状態だけは、構造骨格を線形弾性体と仮定した場合、特性曲線法を用いない二次元平面ひずみ場の解析手法でも評価可能である。

以上の議論は、二次元平面ひずみ場の解析でもモデル化可能なトンネル周辺の安定性について検討したものである。次に、二次元平面ひずみ場の解析では表現できない、切羽面となる立坑底面での安定性について検討を加える。このため、切羽面が深度40mに到達した際に切羽面となる要素の掘削されるまでの有効応力経路を図3. 2. 21に示した。なお、同図には比較のために、深度39mのトンネル壁面の要素の有効応力経路を併せて示した。

図3. 2. 21に示すように、切羽面となる立坑底面での有効応力経路は、

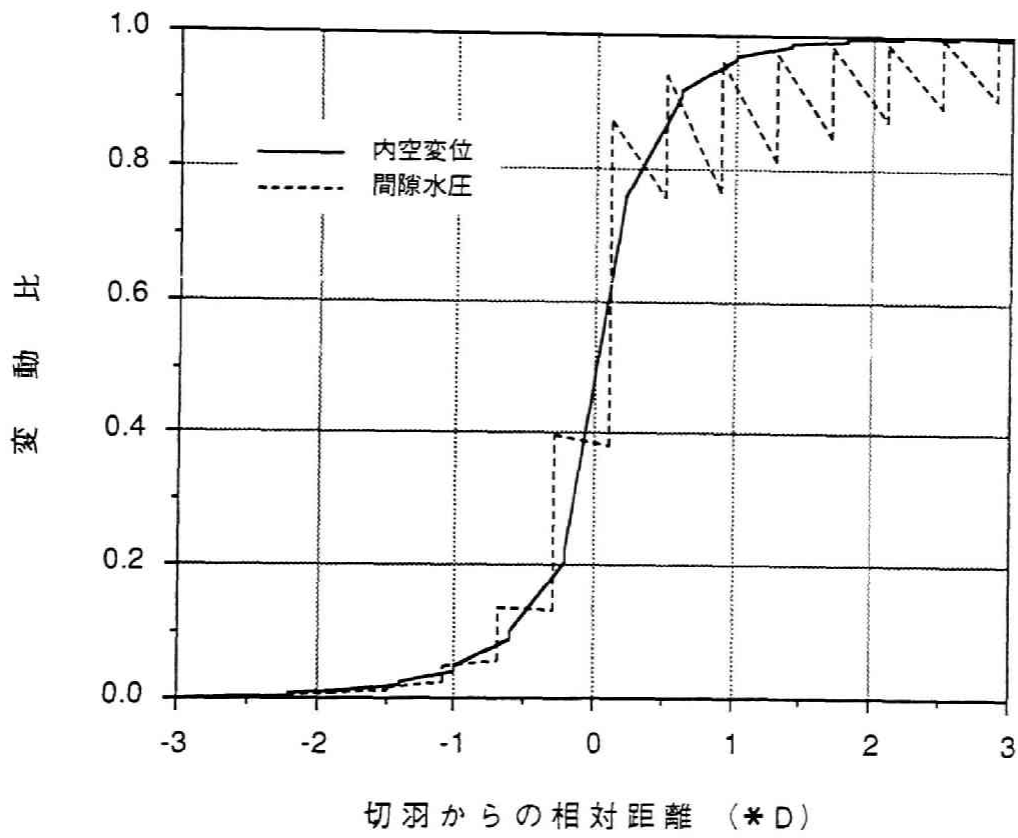
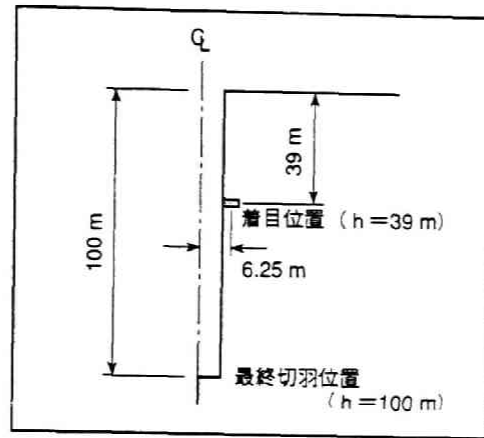


図 3. 2. 20 内空変位および間隙水圧の特性曲線

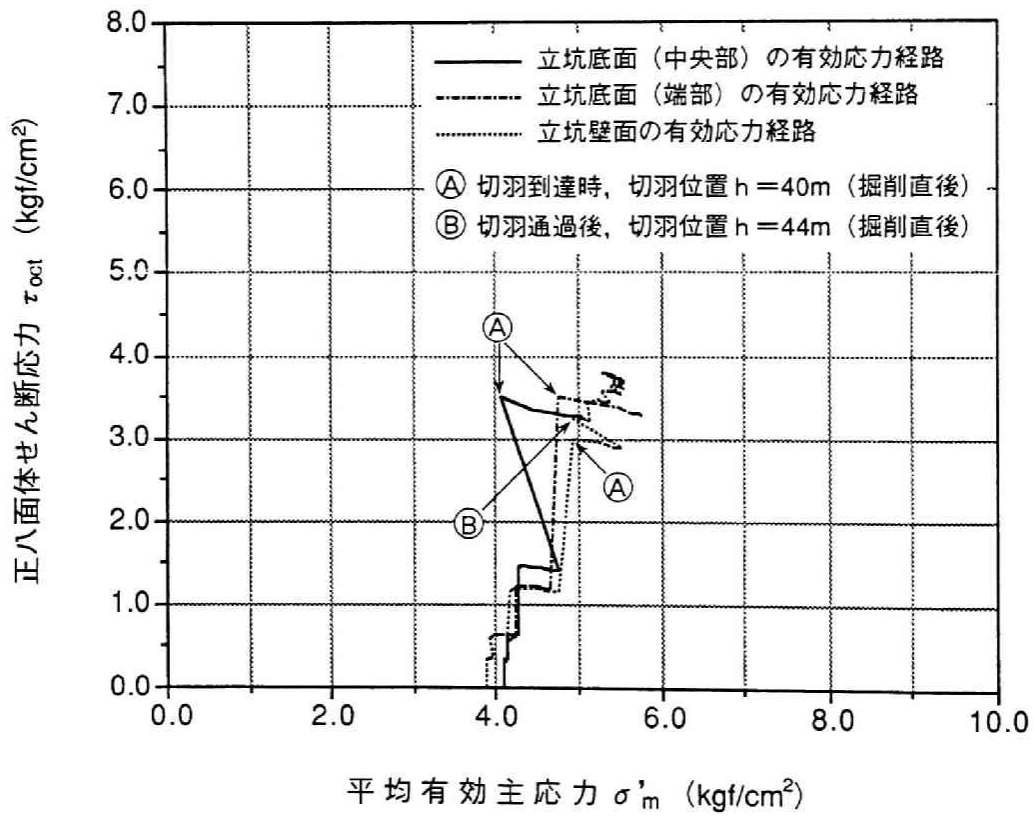
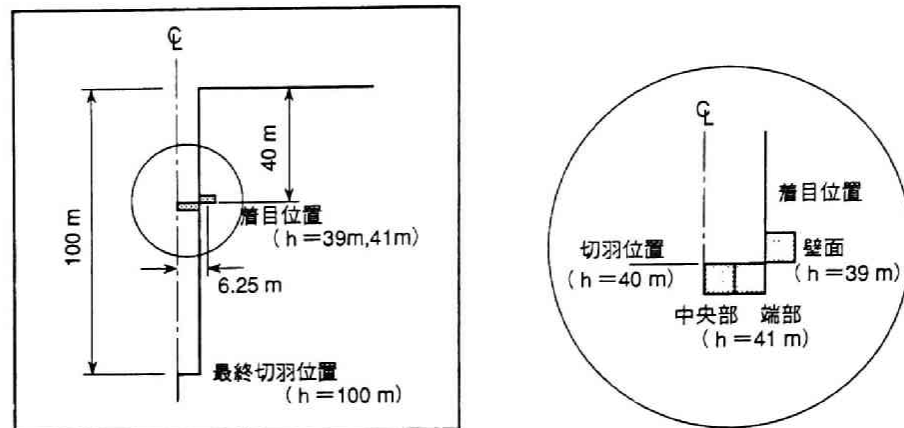


図 3. 2. 2 1 立坑底面近傍の有効応力経路

いずれも切羽到達直後に、Mohr-CoulombあるいはDrucker-Prager等の破壊規準を想定した場合には最も厳しい応力状態となる。そして、この応力状態は、深度39mのトンネル壁面の要素での切羽到達時よりも、破壊規準に接近した状態となっている。この比較結果より、切羽面となる立坑底面は、その近傍のトンネル壁面よりも早い段階に応力的に厳しい状態となる。特に、立坑底面の中央部の有効応力径路は、切羽到達時に鉛直有効応力 σ_z' の減少量が卓越するため、正八面体せん断応力 τ_{oct} が増加するとともに平均有効主応力 σ_m' が減少し、応力平面で左上方向の破壊規準に接近する方向へと移動する。

したがって、立坑底面の切羽面は、その近傍のトンネル壁面よりも早い段階に破壊規準に接近し応力的に厳しい状態となる。中でも、立坑底面の中央部付近が、最も危険な応力状態の発生する領域となる。

以上の軸対称解析の検討結果より、空洞掘削に伴う坑壁の安定性を詳細に評価することに加えて、切羽面の安定性を議論するためには、逐次的な切羽の進行を考慮することが不可欠な要因となることが明らかとなった。

(2) 二次元場と三次元場での比較

二次元場と三次元場での比較として、図3.2.22に示す $\phi 10\text{m}$ の円形断面のトンネル掘削問題を取り上げ、それぞれの場のモデルに対して、応力・浸透連成解析を適用する。

(a) 解析条件

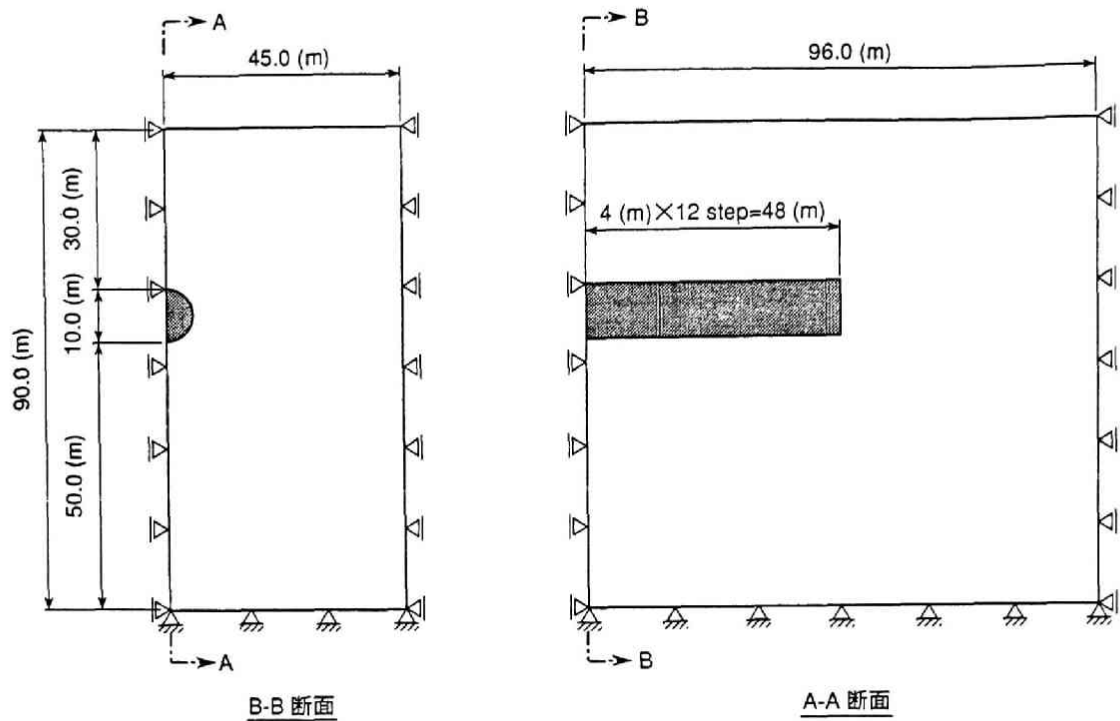
本検討では、(1)に示した軸対称場での比較検討と同様に、切羽の進行に伴う間隙水圧および岩盤の応力状態の変化について基本的な検討を行うために素掘状態での解析とする。

三次元場の解析での掘削過程のモデル化は、図3.2.23に示すように、一回の掘削サイクルを掘進長4mでその後11時間を排水放置期間と設定し、このサイクルを12回繰り返すものとした。

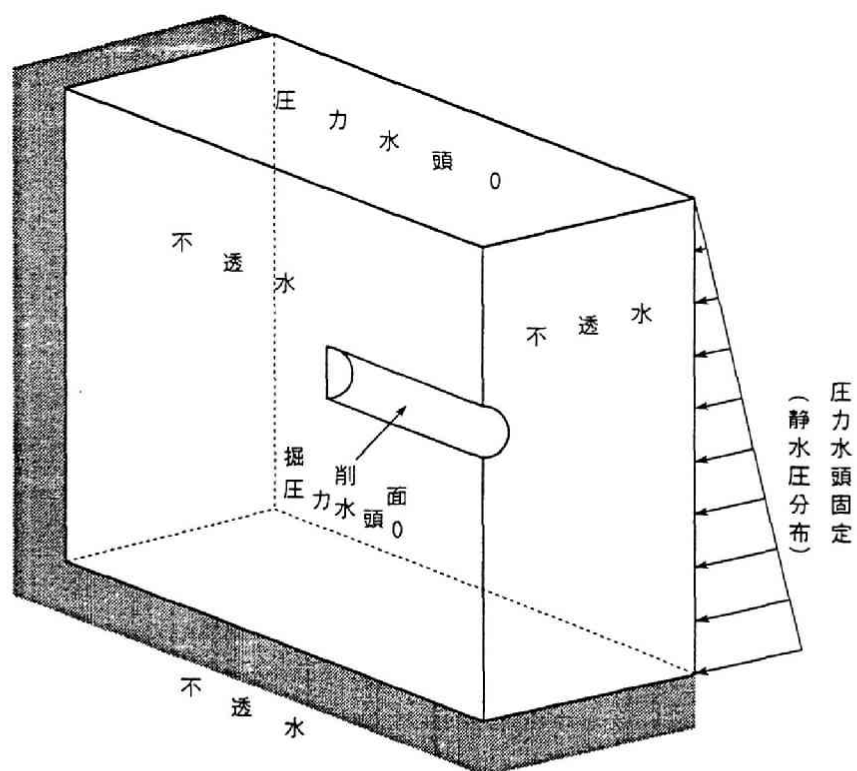
解析用物性値は、堆積軟岩を想定し表3.2.2に示すように設定した。

表3.2.2 解析用物性値一覧表

変形係数E	5,000kgf/cm ²
ポアソン比 ν	0.33
透水係数k	$1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$
側方応力係数 K_0	0.8
単位体積重量 γ	$2.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^3$



(a) 構造モデルおよび力学的境界条件



(b) 水理学的境界条件

図 3. 2. 2 2 三次元逐次掘削解析モデルおよび境界条件

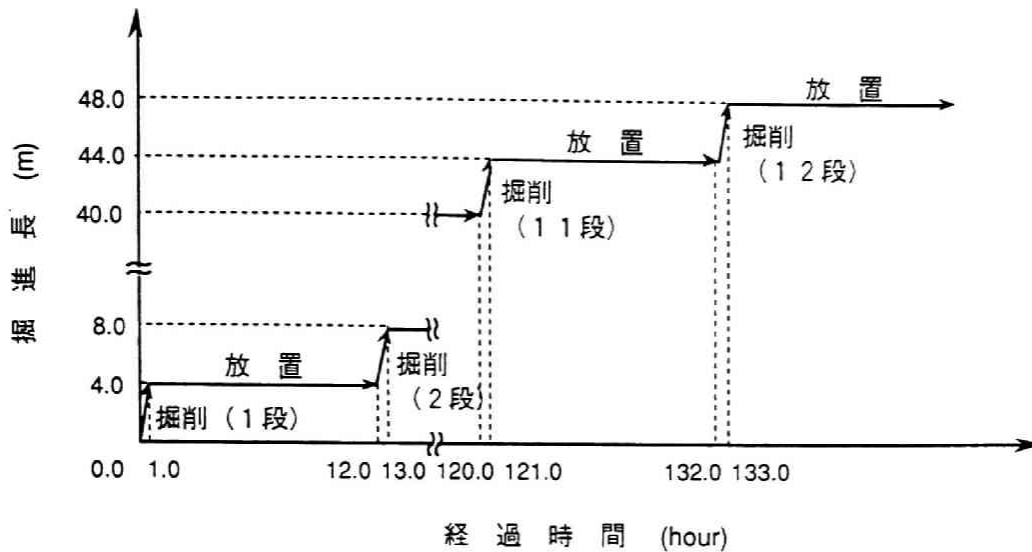


図 3. 2. 2 3 逐次掘削解析のモデル化

初期応力分布について、鉛直方向の有効応力は地表面を原点とする有効土被り圧とし、二成分の水平方向の有効応力は鉛直有効応力に側方応力係数0.8を乗じた値に設定した。また、初期間隙水圧分布は、地表面を原点とする静水圧状態を仮定した。

(b) 解析結果および考察

三次元掘削解析結果での、トンネル孔口から22mの位置でのトンネルの天端、側壁および下端での間隙水圧および応力の経時変化を図 3. 2. 2 4 ～図 3. 2. 2 6 に示す。応力状態の推移は、軸対称場での検討と同様に、正八面体せん断応力 τ_{oct} 、平均主応力 σ_m および平均有効主応力 σ'_m を代表値として表示した。

間隙水圧の経時変化は、切羽の接近に伴い低下し始め、切羽接近時の掘削直後には小刻みな間隙水圧上昇を繰り返す。その後、切羽通過直後に急激な低下を示し、切羽が遠ざかるに連れてゆるやかに低下して定常状態に達する。また、正八面体せん断応力 τ_{oct} は、切羽の接近に伴い徐々に増加し始め、切羽到達前後に急激な増加を示す。その後、切羽が離れるにしたがって増分量は小さくなるが、全体的に微増する傾向を示す。

一方、平均主応力 σ_m は、切羽到達の直前までほとんど変化をせず、切羽の通過前後に急激な低下を示し、その後の変動はわずかでありほぼ一定値となる。これに対して、平均有効主応力 σ'_m は、切羽の接近に伴い急激に増加し切羽到達時に最大値になり、切羽通過後に急激に低下する。その後、切羽が離れるに

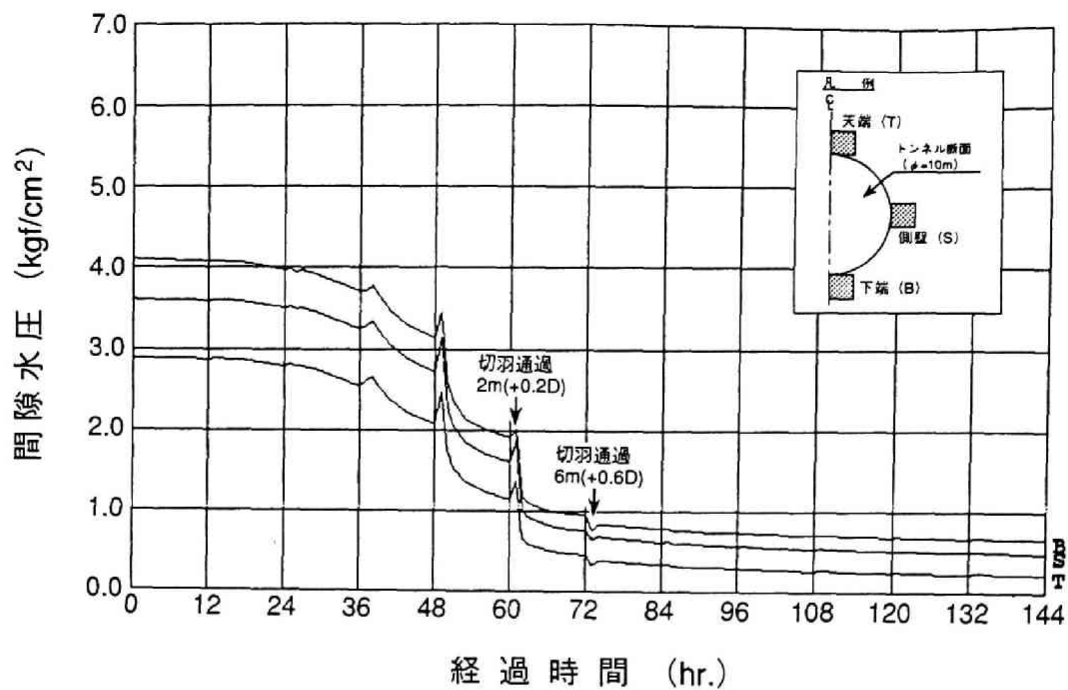


図 3. 2. 2 4 トンネル周辺の間隙水圧の経時変化

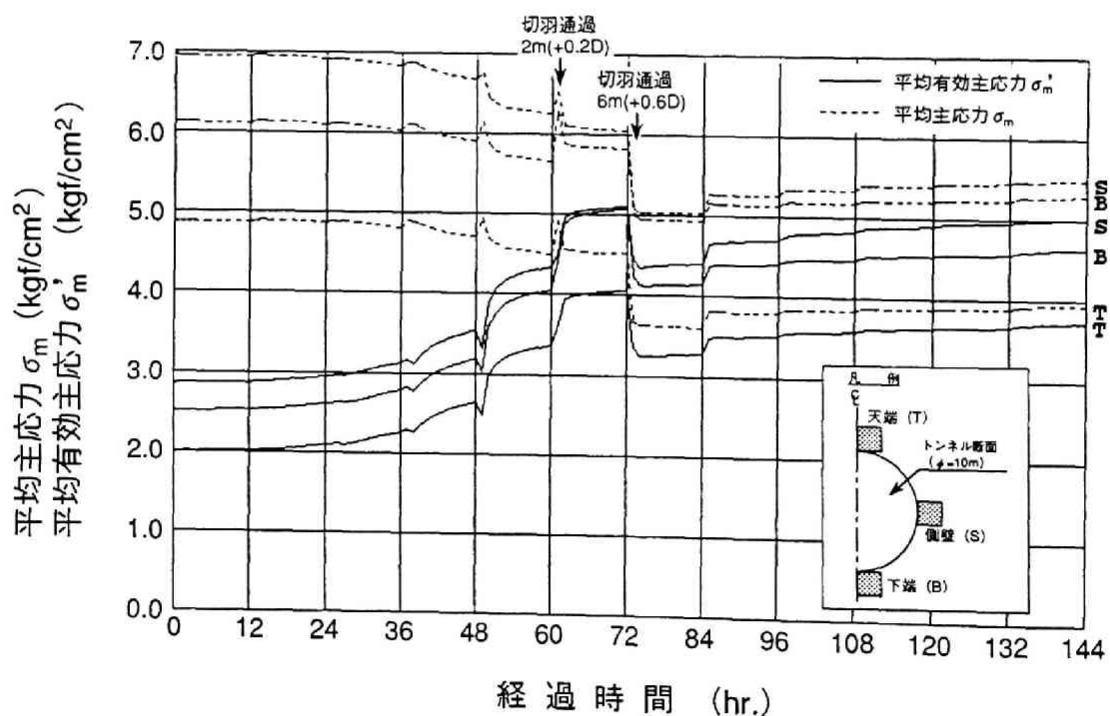


図 3. 2. 2 5 トンネル周辺の平均主応力の経時変化

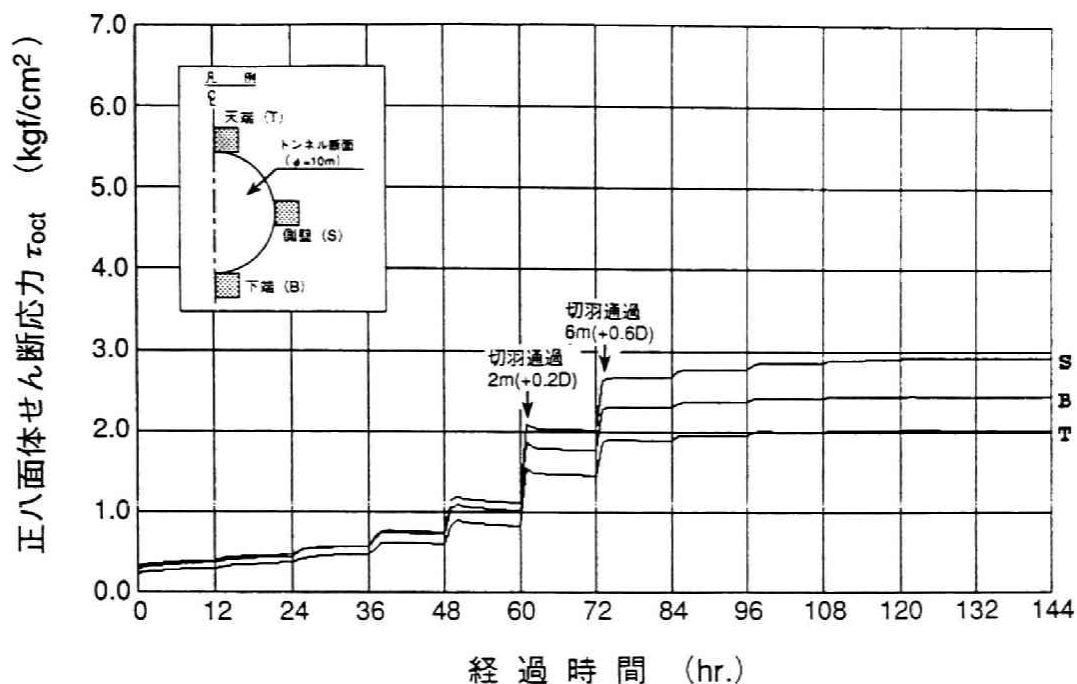


図 3. 2. 2 6 トンネル周辺の偏差応力の経時変化

つれて、平均主応力 σ_m がほぼ一定になるため、排水に伴う間隙水圧のわずかな低下量がそのまま平均有効主応力 σ_m' の増加量となる。

この平均主応力 σ_m および平均有効主応力 σ_m' の変化傾向について明らかにするために、トンネルの天端、側壁および下端でのそれぞれ全応力および有効応力の各直応力成分の経時変化を図 3. 2. 2 7～図 3. 2. 2 9 に示す。

図 3. 2. 2 7～図 3. 2. 2 9 に示す各直応力成分の経時変化は、トンネルの天端と下端ではほぼ同様な変化傾向となるが、トンネル側壁のみ異なる変化傾向となる。

すなわち、トンネル天端および下端では、トンネル軸直角方向全応力 σ_x は、切羽が着目位置に到達した直後に一旦急激に増加する傾向を示すが、その他の掘削・排水過程での変動量自体はわずかである。鉛直方向全応力 σ_z は、切羽到達の直前まではほとんど変化をせず、切羽が着目位置に到達した直後およびそれに引き続く掘削の直後に、それぞれ急激な減少傾向を示す。トンネル軸方向全応力 σ_y は、切羽の進行に伴いトンネル方向の除荷の影響により、徐々に減少する傾向を示すが、切羽通過直後（切羽通過 2 m）に一旦急激に増加する。これは、切羽到達時に着目している要素が切羽の隅角部となり、切羽効果によりトンネル軸方向の応力が増加するためである。そして、その後の排水過程での間隙水圧の低下および、切羽が通過することで切羽効果がなくなるため、再

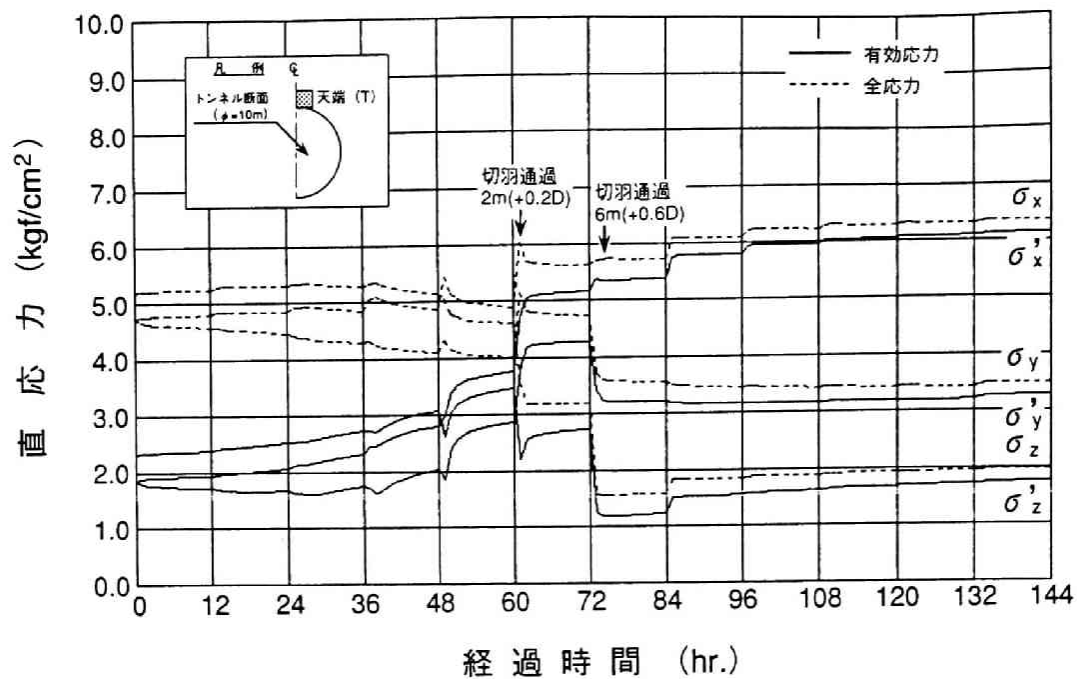


図 3. 2. 2 7 トンネル天端の直応力成分の経時変化

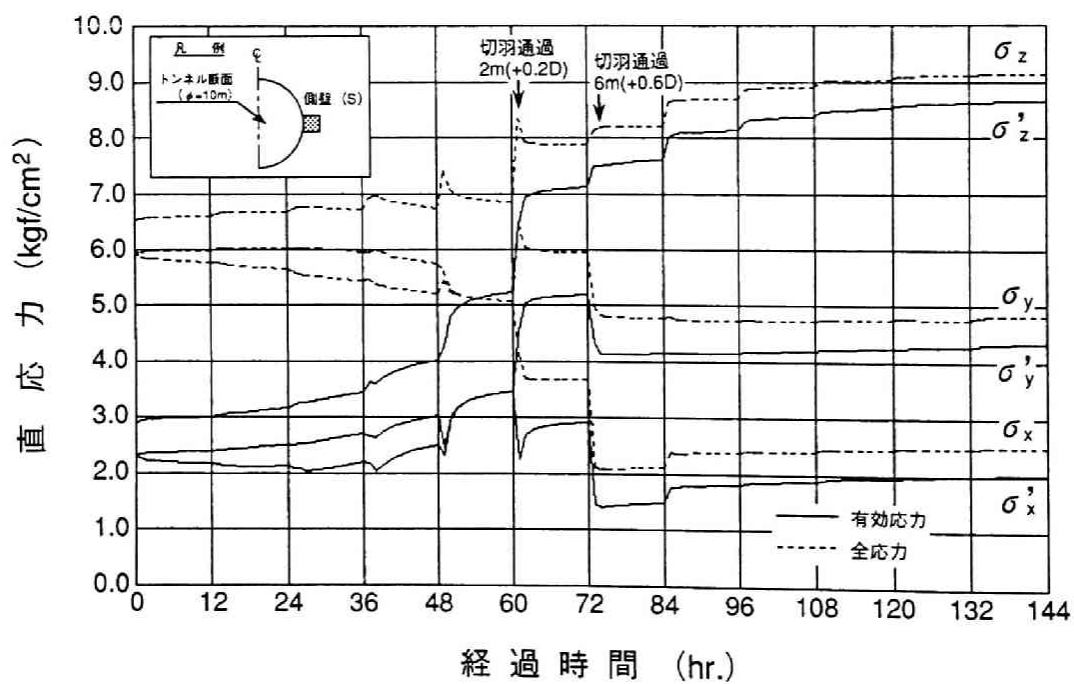


図 3. 2. 2 8 トンネル側壁の直応力成分の経時変化

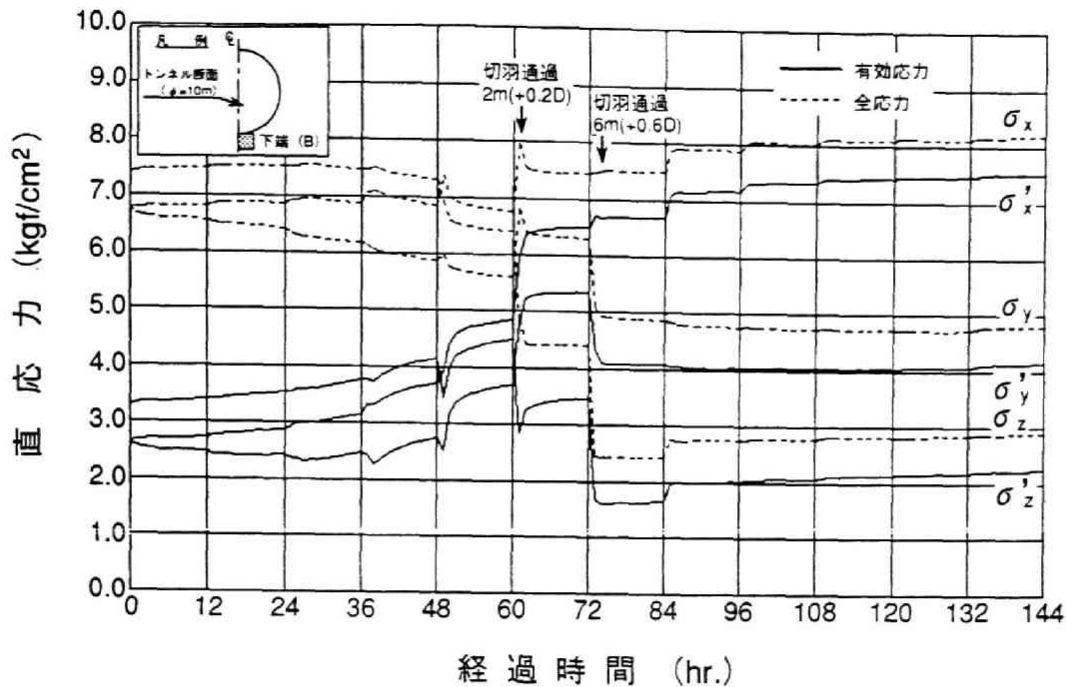


図 3. 2. 2 9 トンネル下端の直応力成分の経時変化

びトンネル軸方向全応力 σ_y は減少傾向を示してほぼ一定値となる。

次に、トンネル側壁では、トンネル軸方向全応力 σ_y は、切羽の進行に伴い除荷に伴う応力値の減少、切羽通過直後の切羽効果による応力値の増加と、トンネル天端および下端での変化と全く同じ変化傾向を示す。これに対して、トンネル軸直角方向全応力 σ_x は、トンネル天端および下端での鉛直方向全応力 σ_z の変化傾向と同様に、切羽が着目位置に到達した直後およびそれに引き続く掘削の直後に急激な応力値の減少を示す。また、鉛直方向全応力 σ_z は、トンネル天端および下端でのトンネル軸直角方向全応力 σ_x の変化傾向と同様に、切羽が着目位置に到達した直後に一旦急激に増加する傾向を示す。

したがって、トンネル壁面での法線方向の応力成分は、切羽が着目位置に到達した直後およびそれに引き続く掘削の直後に急激な応力値の減少を示す。また、トンネル壁面での接線方向の応力成分は、切羽が着目位置に到達した直後に一旦急激に増加する傾向を示す。

以上の各全応力成分の経時変化より、図 3. 2. 2 5 に示す切羽通過直後の平均主応力 σ_m の一時的な増加は、平均主応力 σ_m の 3 成分の中でトンネル壁面での法線方向の全応力の低下量を、その他の直応力成分の増加量が上回ることによる。ただし、その後の排水過程での平均主応力 σ_m は、間隙水圧の低下に伴い減少傾向となる。また、次の掘削段階である切羽通過 6 m の掘削直後の平

均主応力 σ_m の急激な低下は、トンネル軸方向全応力 σ_y およびトンネル壁面での法線方向の全応力の低下量が卓越するためである。

次に、図 3. 2. 27～図 3. 2. 29 に示すトンネルの天端、側壁および下端での有効応力表示での各直応力成分の経時変化は、以下のような傾向にある。すなわち、トンネルの天端、側壁および下端のいずれの箇所の各直応力成分も、切羽の接近に伴い間隙水圧が低下するため、全応力と比較して切羽が到達するかなり以前の段階から徐々に増加する傾向を示す。この各直応力成分の内、トンネル壁面の法線方向の直応力は、全応力の変化と同様に、切羽が着目位置に到達した直後およびそれに引き続く掘削直後に急激な減少傾向を示す。一方、トンネル壁面の接線方向の応力成分は、切羽が着目位置に到達した直後に急激に増加する傾向を示す。また、トンネル軸方向有効応力 σ_y' は、全応力変化と異なり、切羽の接近に伴い間隙水圧が低下するため徐々に増加する傾向となり、そして、切羽通過直後（切羽通過 2 m）に切羽効果のために急激に増加する。その後、切羽が通過することで切羽効果がなくなるため、トンネル軸方向有効応力 σ_y' は一旦急激な減少傾向を示す。

以上の各有効応力成分の経時変化より、図 3. 2. 25 に示す切羽通過直後の平均有効主応力 σ_m' の増加は、平均主応力 σ_m の 3 成分の中でトンネル壁面での法線方向の有効応力の低下量を、その他の直応力成分の増加量が上回ることによる。その後の排水過程での平均有効主応力 σ_m' は、平均主応力 σ_m の低下量を間隙水圧の低下量が上回るためにわずかに増加する傾向となる。また、次の掘削段階である切羽通過 6 m の掘削直後の平均主有効応力 σ_m' の急激な低下は、トンネル軸方向有効応力 σ_y' およびトンネル壁面での法線方向の有効応力の低下量が卓越するためである。

一方、二次元平面ひずみ場の解析結果でのトンネルの天端、側壁および下端の間隙水圧および応力の経時変化を図 3. 2. 30～図 3. 2. 32 に示した。なお、この二次元解析では、掘削解放力を評価する上で、切羽の進行に伴う三次元的な影響を疑似的に表現する特性曲線法のような手法は適用していない。これは、有効応力解析での掘削解放力の作用による、応力および間隙水圧の最も変動の大きな状態を評価するためである。

同図に示すように、二次元解析結果では、(1) に示した結果と同様に、掘削直後は、正八面体せん断応力 τ_{oct} の変動のみが顕著になり、平均有効主応力 σ_m' と間隙水圧の変化は微小である。その後の排水に伴う再配分過程での挙動は、正八面体せん断応力 τ_{oct} がほとんど変化せず、全応力がほぼ一定の状態、間隙水圧が低下しそれに伴い平均有効主応力 σ_m' が増加する傾向を示すのみである。

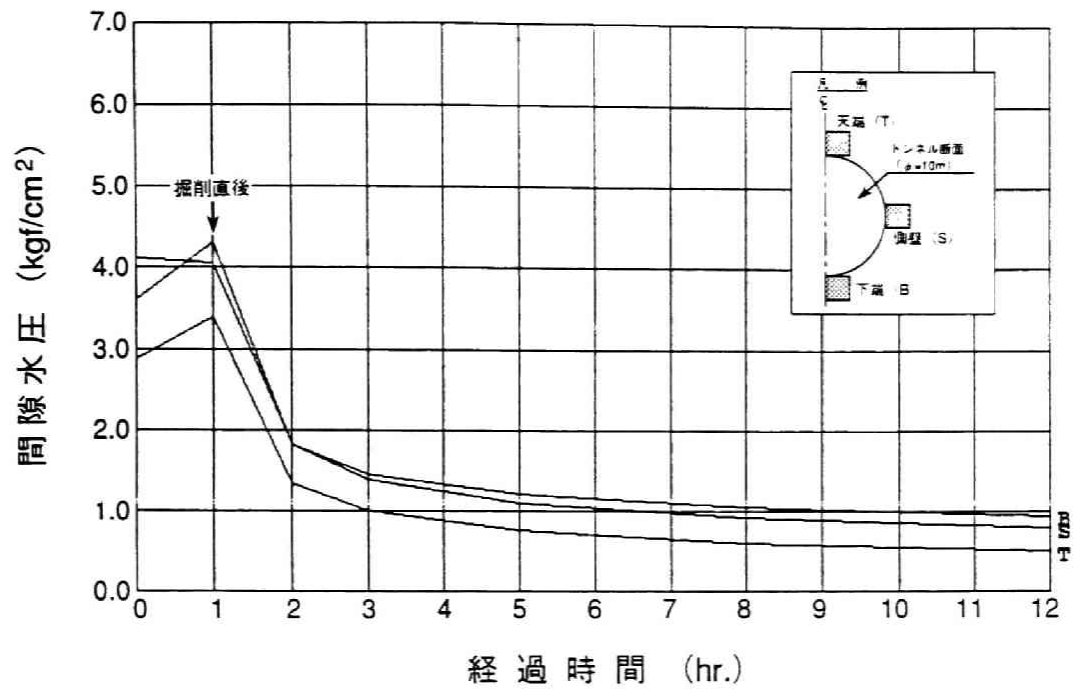


図 3. 2. 3 0 二次元解析結果でのトンネル周辺の間隙水圧の経時変化

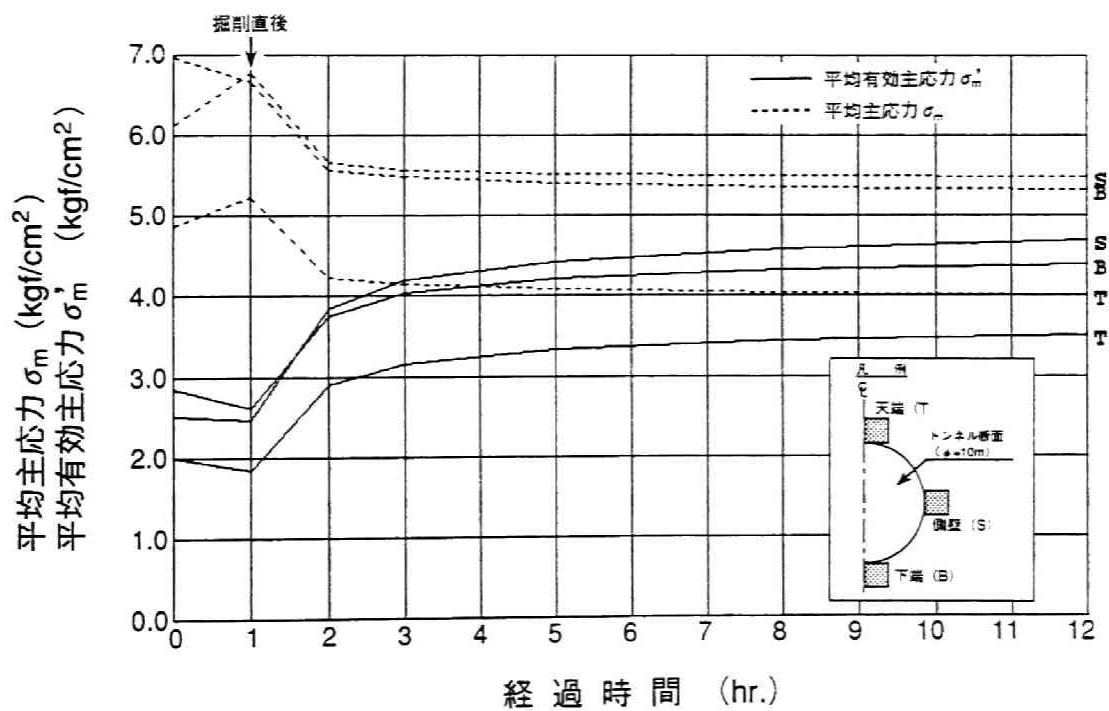


図 3. 2. 3 1 二次元解析結果でのトンネル周辺の平均主応力の経時変化

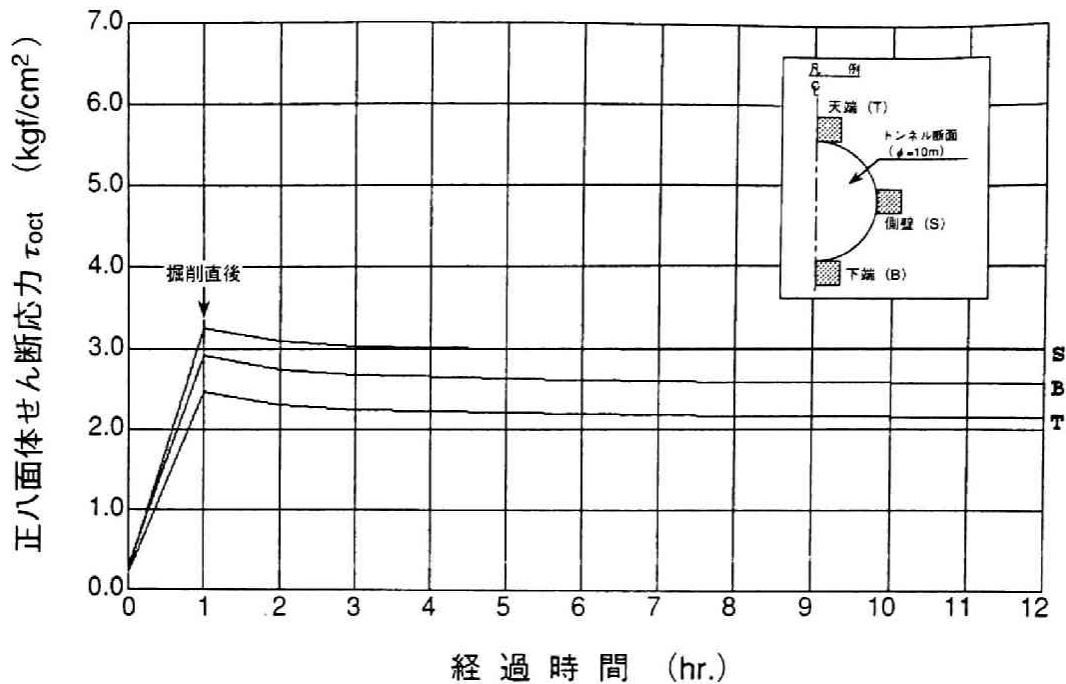


図3. 2. 3 2 二次元解析結果でのトンネル周辺の偏差応力の
経時変化

この二次元場と三次元場での間隙水圧および応力の経時変化が異なる結果となることは、(1)に示した二次元平面ひずみ場と軸対称場との比較での検討結果と極めて類似している。このため、二次元有効応力解析では、特性曲線法のようなモデル化手法を適用しても、図3. 2. 2 4～図3. 2. 2 6に示すような三次元的な切羽の進行に伴う間隙水圧および応力の変動を正確に捉えることはできない。

また、軸対称場での検討と同様に、三次元場での逐次掘削に伴う作用荷重自体の変化について明確にするために、掘削解放力として算定される要素の、切羽到達までの間隙水圧および応力の変化について検討する。

図3. 2. 3 3～図3. 2. 3 8に、それぞれ掘削長がトンネル坑口から24mおよび48mに到達した場合に掘削される要素の間隙水圧および応力の経時変化を示す。これらの図に示すように、掘削される要素の正八面体せん断応力 τ_{oct} および平均主応力 σ_m は、初期応力状態から有意な変化が生じている。このため、これらの応力に基づき算定される掘削解放力は、初期応力状態から算定される解放力とは有意な相違が生じる。

さらに、この解放力の相違に加えて、切羽面周辺の間隙水圧および有効応力の分布も、初期状態から有意な変化が生じていることが明らかである。したがって、掘削に伴う間隙水圧および有効応力の応答を評価する上では、逐次掘削による切羽の進行の影響を考慮することが不可欠な要因となる。

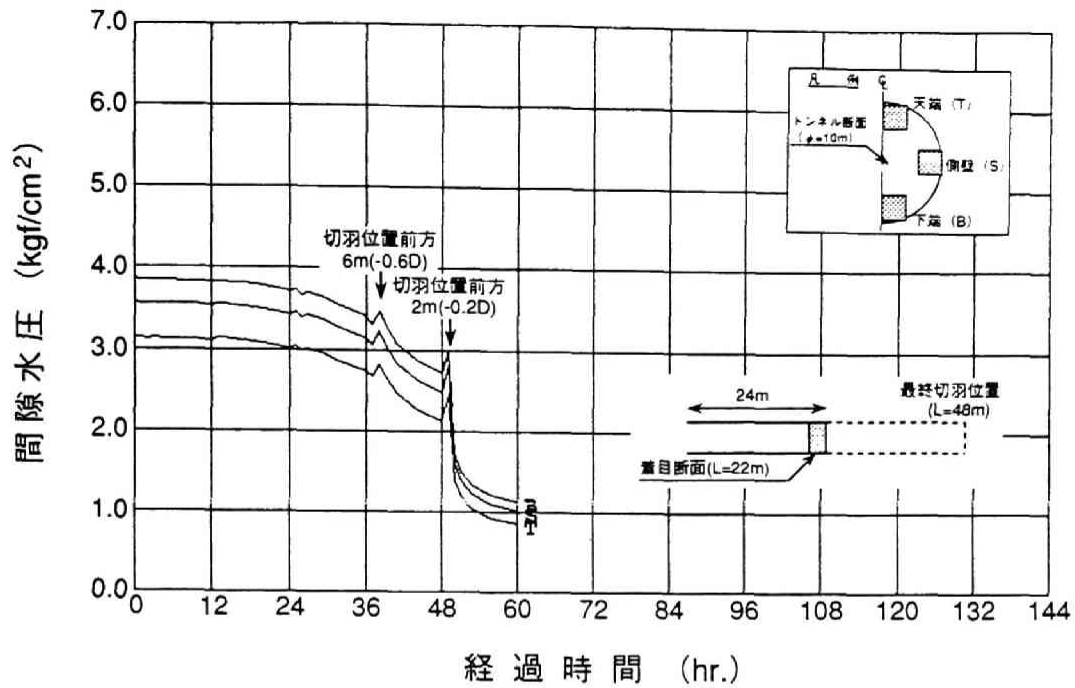


図 3. 2. 3. 3 掘削長24mに到達した際に掘削される要素の間隙水圧の経時変化

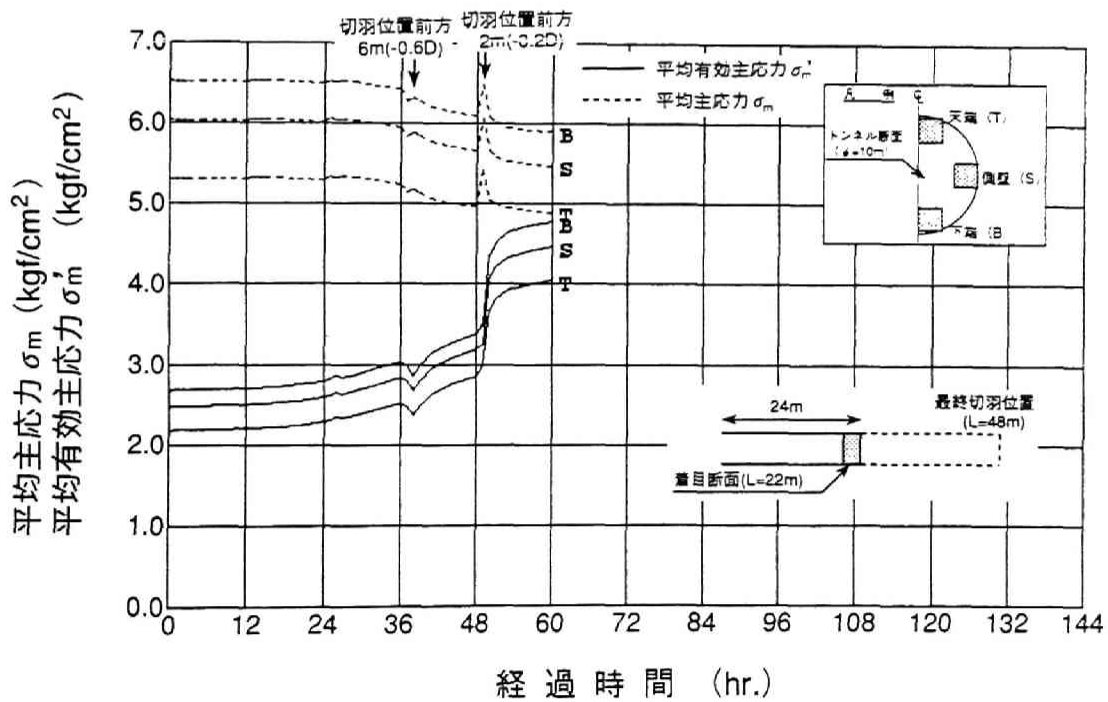


図 3. 2. 3. 4 掘削長24mに到達した際に掘削される要素の平均主応力の経時変化

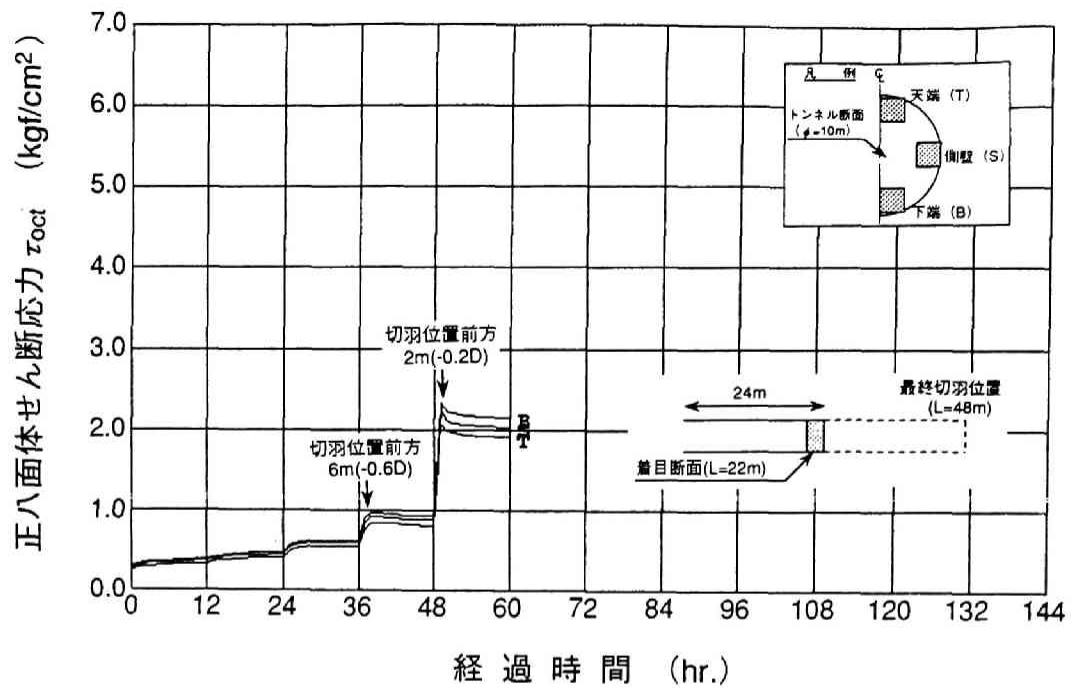


図 3. 2. 3 5 掘削長24mに到達した際に掘削される要素の
偏差応力の経時変化

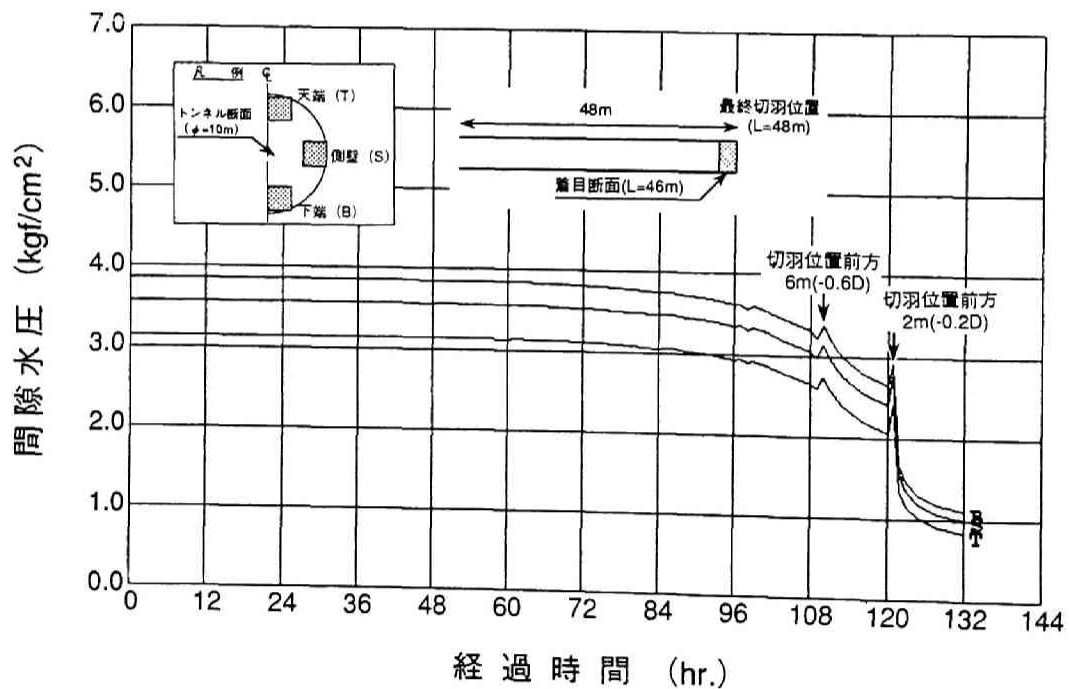


図 3. 2. 3 6 掘削長48mに到達した際に掘削される要素の
間隙水圧の経時変化

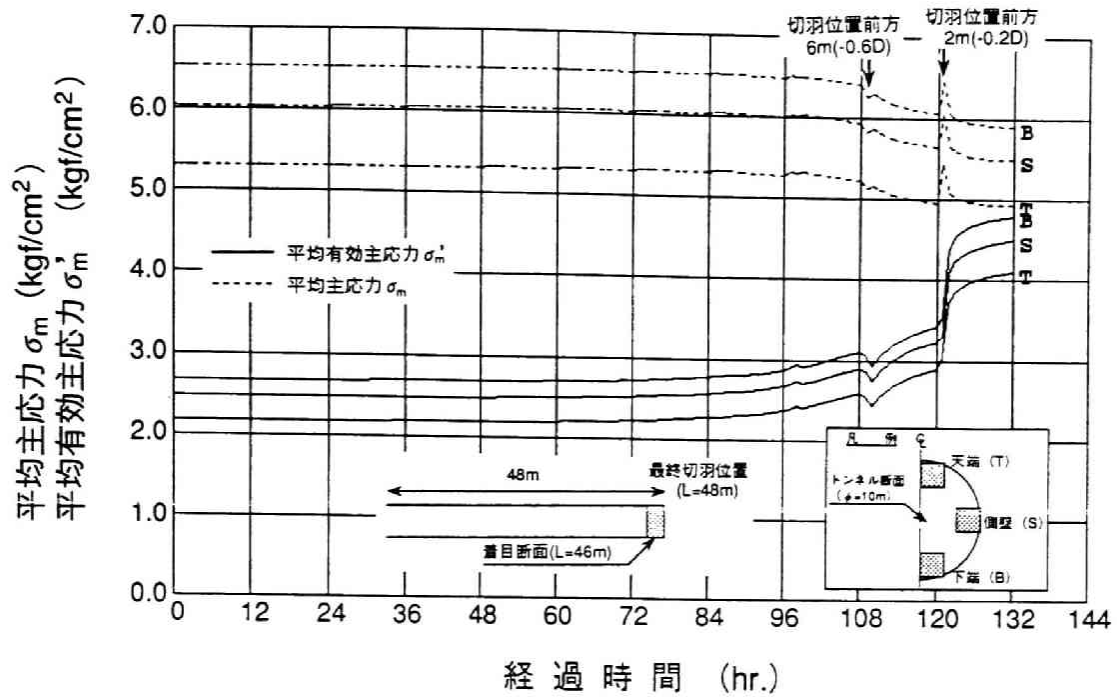


図 3. 2. 3 7 掘削長48mに到達した際に掘削される要素の
平均主応力の経時変化

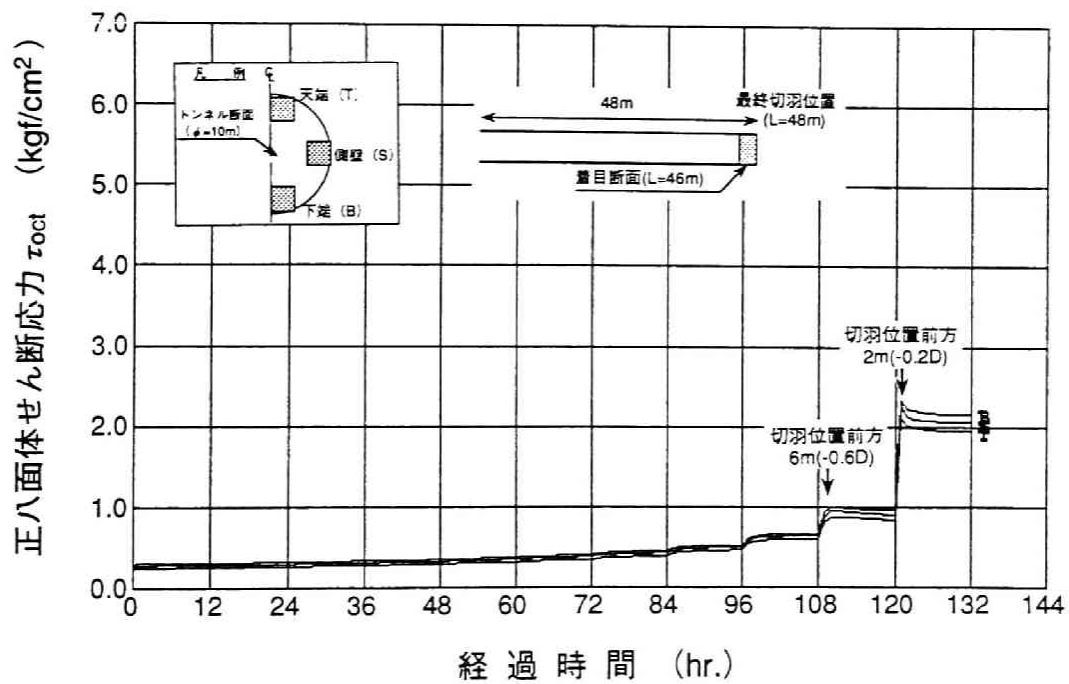


図 3. 2. 3 8 掘削長48mに到達した際に掘削される要素の
偏差応力の経時変化

この逐次掘削による切羽の進行の影響を考慮するか否かでの解析結果の相違は、トンネル孔口から22mの位置でのトンネルの天端、側壁および下端での、図3. 2. 39に示す二次元平面ひずみ場と三次元場の解析結果での応力径路の比較からも明らかとなる。同図に示すように、二次元平面ひずみ場の解析と三次元場の解析での有効応力径路は全く異なる結果となる。

すなわち、切羽の進行の影響を評価しない二次元平面ひずみ場の解析結果では、Mohr-CoulombあるいはDrucker-Prager等の破壊規準を想定した場合には、掘削直後が最も厳しい応力状態となる。これに対して、三次元場の解析結果では、逐次的な切羽の接近に伴い、階段関数的な正八面体せん断応力 τ_{oct} および平均有効主応力 σ_m' の増加が次第に顕著になる。そして、図3. 2. 25に示した切羽通過直後の平均有効主応力 σ_m' の急激な低下に伴い、有効応力径路は、図3. 2. 39に示すように急激に破壊規準に接近する危険側の左上方向へと移動した後、掘削後の最終定常状態に到る傾向を示す。なお、三次元場の解析結果では、この掘削後の最終定常状態が、Mohr-CoulombあるいはDrucker-Prager等の破壊規準を想定した場合には最も厳しい応力状態となる。

この両解析結果での有効応力径路が異なる傾向は、(1)の軸対称場と二次元場の比較で議論した結果と全く同様である。したがって、二次元解析で、切羽の進行の影響を近似的に表現する特性曲線法を適用することにより、図3. 2. 39に示す三次元解析結果との有効応力径路の相違を小さくすることは可能である。しかし、この手法では、図3. 2. 39に示す三次元解析結果での、急激に応力平面上で危険側の左上方向へと移動する有効応力径路を表現することはできない。この結果として、二次元平面ひずみ場の解析結果での有効応力径路は、特性曲線法を用いても、三次元的な逐次掘削過程を考慮した解析結果と比べ、破壊規準に接近した側から最終状態に到る有効応力径路を追跡していることになる。

このため、二次元解析結果は、設計的には安全側の結果を与えることになるが、実現象と異なる応力径路を追跡していることに留意する必要がある。したがって、掘削問題に対して応力・浸透連成解析を適用し、さらに応力-ひずみ関係式として非線形構成則を採用した場合には、異なる有効応力径路に対する検討となる危険性があることに留意しなければならない。

また、3. 2. 1に述べたように、切羽到達前での間隙水圧および有効応力の初期状態からの変化は、岩盤の透水性および掘進速度に依存することが予想される。この特性を明らかにするために、表3. 2. 2に示す解析物性値の中で透水係数を20倍に設定した場合の二次元および三次元応力・浸透連成解析結果として、図3. 2. 40にそれぞれの場合に対応する有効応力径路を示した。

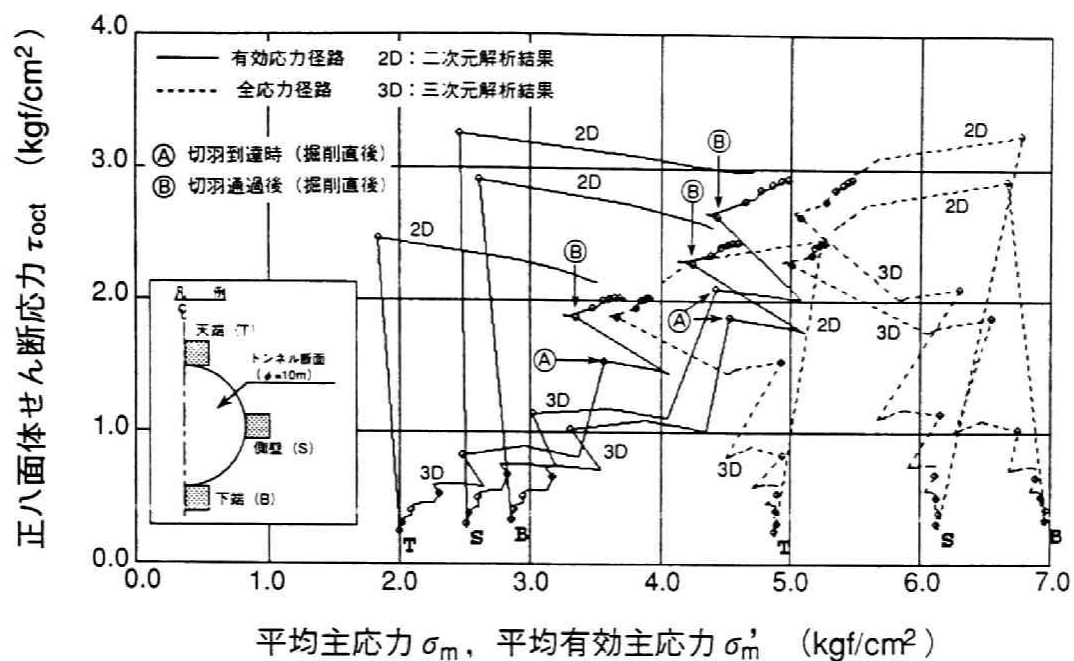


図 3. 2. 3 9 掘削に伴う応力径路の比較

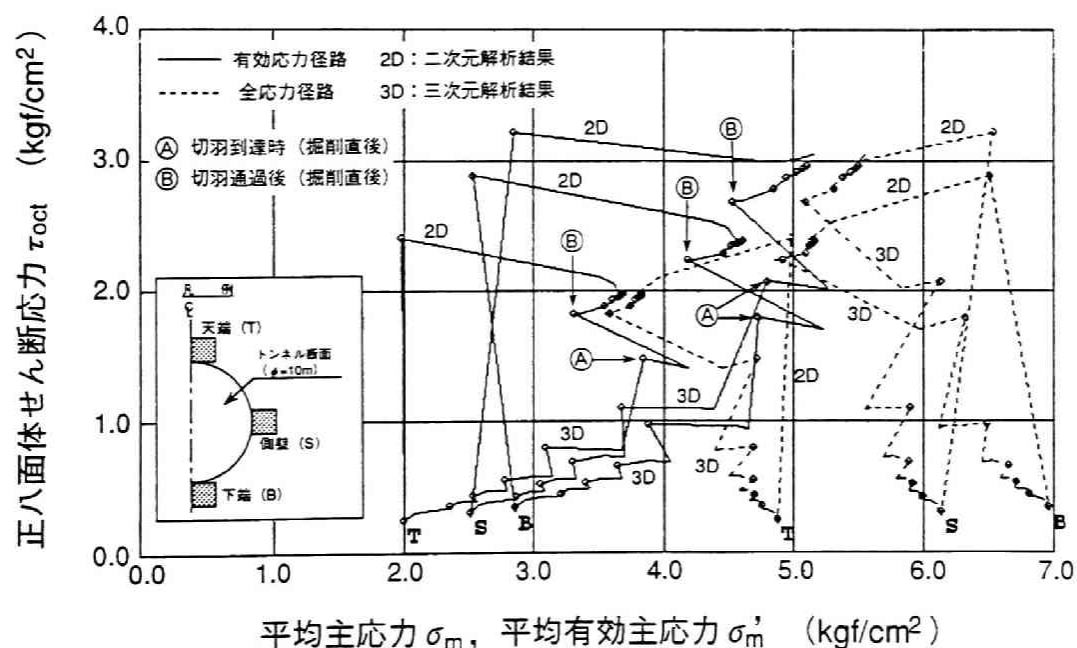


図 3. 2. 4 0 掘削に伴う応力径路 ($k=2.0 \times 10^{-5}$ cm/sec)

同図に示す有効応力径路を、図3.2.39と比較した場合、三次元解析結果での切羽到達前からの階段関数的な正八面体せん断応力 τ_{oct} および平均有効主応力 σ_m' の増加が、切羽が接近するかなり以前の段階から明瞭に現れる。これは、透水性が高い場合には切羽面が到達以前から間隙水圧が低下し始めることによるものである。このため、二次元解析と三次元解析結果での有効応力径路の相違が一層顕著になる。この比較より、切羽到達前までの間隙水圧および有効応力の変化は、岩盤の透水性および掘進速度により大きく左右されることが明らかである。

この傾向をより明確にするために、透水係数を変化させた2ケースについて、それぞれのトンネル坑口から22mの位置での、内空変位と間隙水圧の特性曲線を図3.2.41および図3.2.42に示した。これらの結果を比較すると、透水性が高くなるにつれて、変位と間隙水圧の特性曲線の相違が大きくなる。特に、図3.2.42に示すように、透水性が高い場合には、間隙水圧の特性曲線での切羽面が到達するまでの変動量が卓越する傾向が認められる。

したがって、応力解析で三次元的な切羽の進行を二次元場で近似的にモデル化する特性曲線は、間隙水圧の変化を考慮した有効応力解析では一意的に定めることはできないことが明らかとなる。

以上の検討結果より、掘削に伴う間隙水圧および有効応力の変化を詳細に検討するためには、逐次掘削による切羽の進行の影響を考慮することが不可欠な要因となることが、軸対称場の解析と同様に三次元場の解析でも確認された。

ただし、図3.2.39および図3.2.40に示すように、二次元および三次元解析での有効応力径路の最終定常状態は、透水性の相違に関わらず、いずれの結果もほぼ一致した結果となる。また、二次元および軸対称解析でも、図3.2.18に示すように、有効応力径路の最終定常状態は一致する傾向にある。しかも、軸対称場および三次元場での逐次掘削過程を考慮したいずれの解析結果でも、掘削後の最終定常状態での応力状態が、Mohr-CoulombあるいはDrucker-Prager等の破壊規準を想定した場合には最も厳しい応力状態となる。

したがって、以上の有効応力径路についての検討結果より、地下構造物の安定性の検討として、岩盤の構造骨格を線形弾性体と仮定した場合には、掘削後の最終定常状態のみを評価することで簡易的な設計は可能である。

以上の議論は、二次元平面ひずみ場の解析でもモデル化可能なトンネル周辺の安定性について検討したものである。次に、二次元平面ひずみ場の解析では表現できない、切羽面の安定性について検討を加える。このため、切羽面がトンネル坑口から24mに到達した際に切羽面となる要素の掘削されるまでの有効応力径路を図3.2.43～図3.2.45に示した。なお、これらの図には

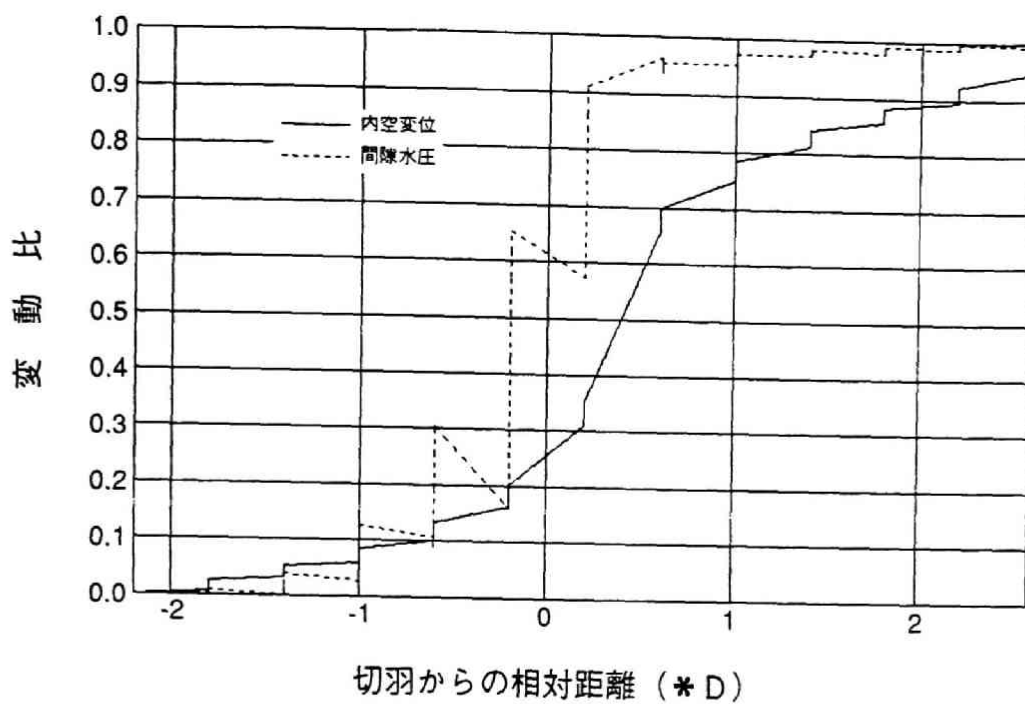


図 3. 2. 4 1 内空変位および間隙水圧の特性曲線
($k=1.0 \times 10^{-6}$ cm/sec)

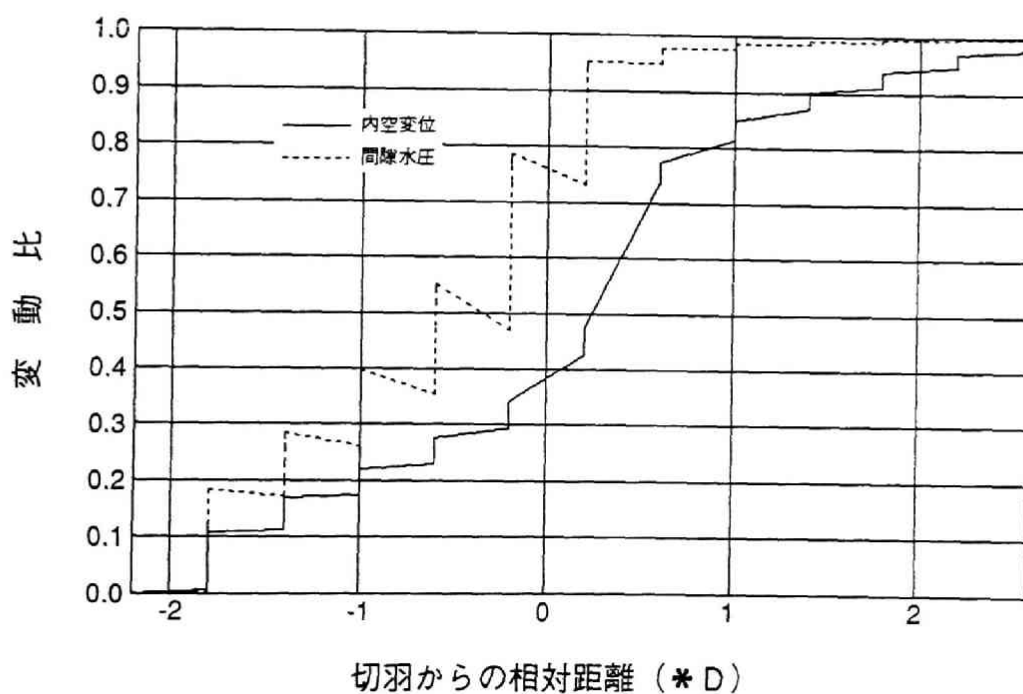


図 3. 2. 4 2 内空変位および間隙水圧の特性曲線
($k=2.0 \times 10^{-5}$ cm/sec)

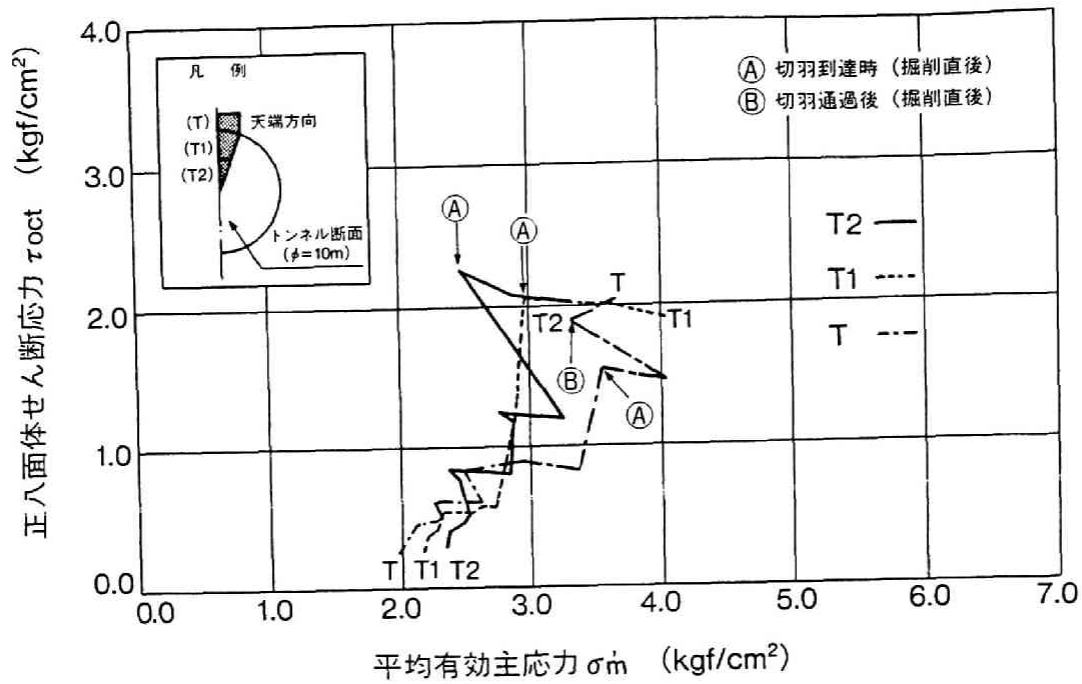


図 3. 2. 4 3 トンネル天端方向の切羽面近傍の有効応力径路

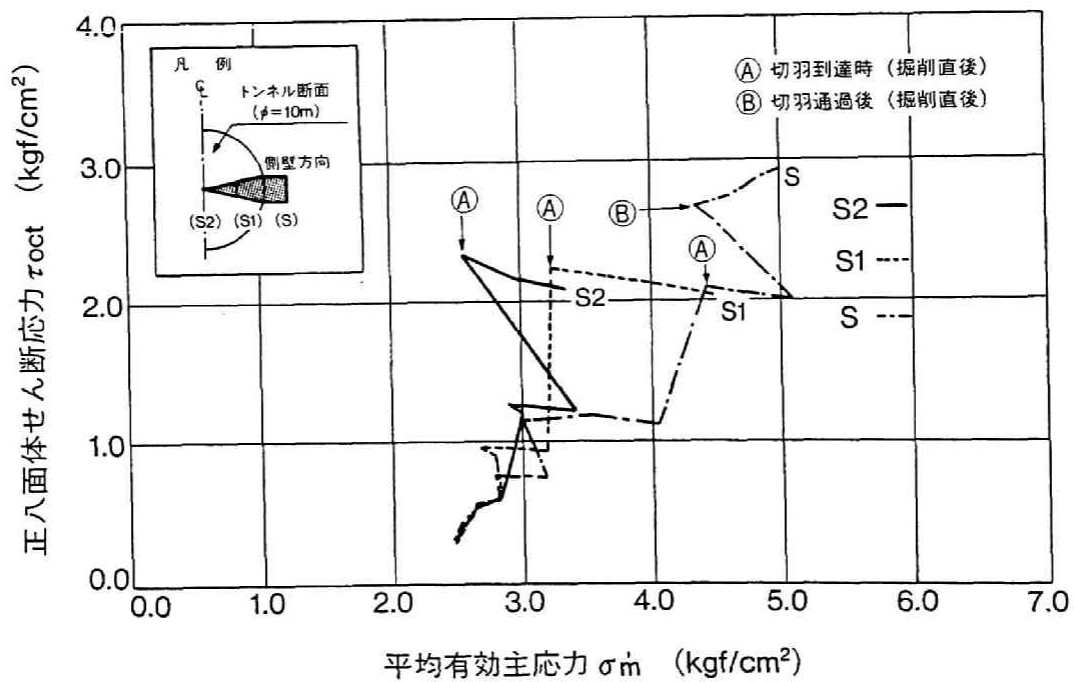


図 3. 2. 4 4 トンネル側壁方向の切羽面近傍の有効応力径路

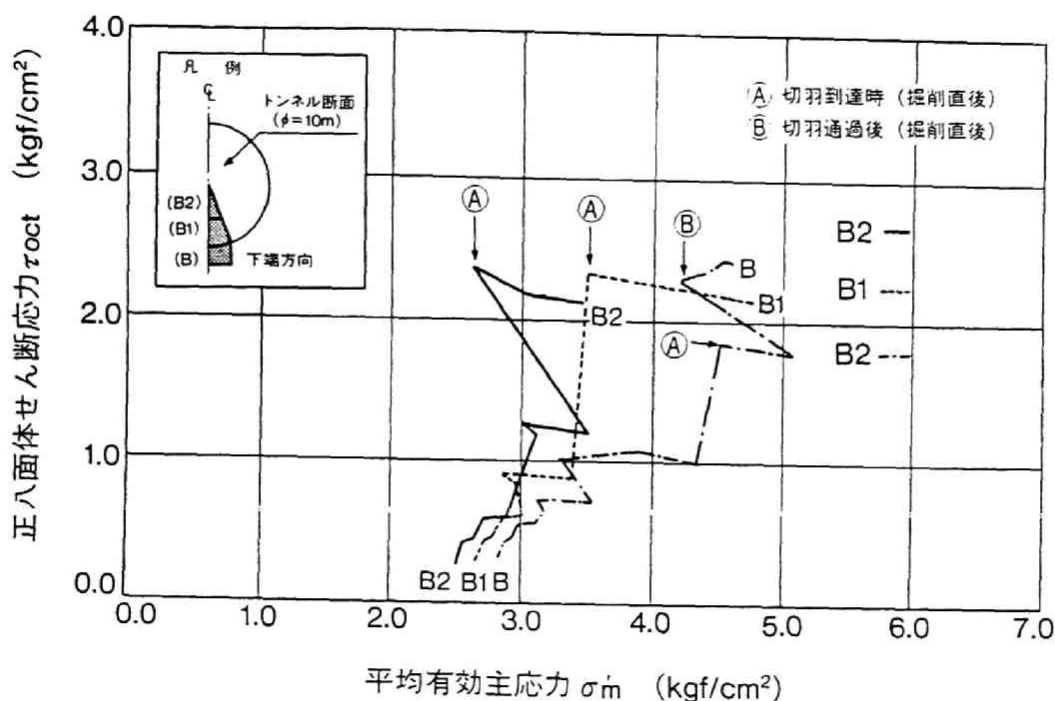


図 3. 2. 4 5 トンネル下端方向の切羽面近傍の有効応力径路

比較のために、切羽面がトンネル坑口から22mのトンネル壁面の要素の有効応力径路を併せて示した。

これらの図に示すように、切羽面となる要素での有効応力径路は、いずれも切羽到達直後に、Mohr-CoulombあるいはDrucker-Prager等の破壊規準を想定した場合には最も厳しい応力状態となる。そして、この応力状態は、トンネル坑口から22mのトンネル壁面の要素での切羽到達時よりも、破壊規準に接近した状態となっている。この比較結果より、切羽面は、その近傍のトンネル壁面よりも早い段階に応力的に厳しい状態となる。特に、切羽面の中央部の有効応力径路は、切羽到達時にトンネル軸方向有効応力 σ_v' の減少量が卓越するため、正八面体せん断応力 τ_{oct} が増加するとともに平均有効主応力 σ_m が減少し、応力平面で左上方向の破壊規準に接近する方向へと移動する。

したがって、切羽面は、その近傍のトンネル壁面よりも早い段階に破壊規準に接近する応力的に厳しい状態となる。中でも、切羽面の中央部付近が、最も危険な応力状態の発生する領域となる。

以上の検討結果より、空洞掘削に伴う坑壁の安定性を詳細に評価することに加えて、切羽面の安定性を議論するためには、逐次的な切羽の進行を考慮することが不可欠な要因となることが明らかとなった。

(3) 材料の物性値による地下水挙動の比較

(1)、(2)に示したように、掘削に伴う地下水挙動を評価するためには、逐次掘削による切羽の進行の影響を考慮することが不可欠な要因となることが確認された。ここでは、図3.2.46に示す立坑(φ2m×20m)の掘削問題に第2章に示した逐次掘削過程を考慮した応力・浸透連成解析手法を適用し、材料の物性値による掘削に伴う地下水挙動の相違について検討する。

また、比較のために、逐次掘削に相当する構造系の変化を考慮した浸透流解析を実施し、掘削に伴う間隙水と変形の相互作用の地下水挙動に及ぼす影響について検討する。

(a) 解析条件

本検討では、(1)に示した軸対称場での検討と同様に、切羽の進行に伴う間隙水圧および岩盤の応力状態の変化について基本的な検討を行うために素掘状態での解析とする。

掘削過程のモデル化は、図3.2.47のモデル図に示すように、一回の掘削サイクルを掘進長4mでその後11時間を排水放置期間と設定し、このサイクルを5回繰り返すものとした。

また、解析ケースは、硬岩から堆積軟岩までの材料を想定し、変形係数Eが100,000、10,000、1,000kgf/cm²の3ケースとした。

それぞれのケースに対する解析用物性値は、表3.2.3に示すように設定した。

表3.2.3 解析用物性値一覧表

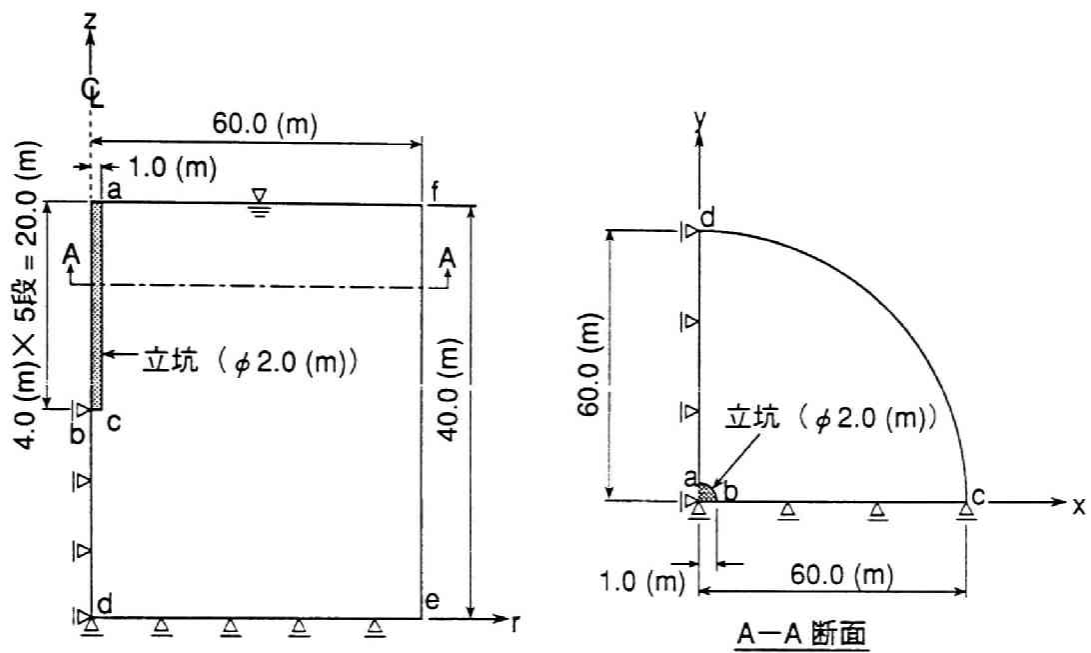
変形係数E	ポアソン比ν	透水係数k	間隙率n	比貯留係数S _s
100,000	0.25	1.0×10 ⁻⁶	0.05	1.703×10 ⁻⁸
10,000	0.30	1.0×10 ⁻⁶	0.30	1.338×10 ⁻⁷
1,000	0.35	1.0×10 ⁻⁶	0.50	9.233×10 ⁻⁷

単位 (kgf/cm²)

単位(cm/sec)

単位 (1/cm)

$$S_s = \gamma_w \left[c_b + n c_l - \{ n c_b + c_s \} \left(\frac{c_s}{c_b} \right) \right] \quad \text{式 (2.2.27 参照)}$$



境 界 条 件		
軸 対 称 モ デ ル		
	幾何学的 境界条件	水理学的 境界条件
a c	—	$\psi = 0$
b c	—	$\psi = 0$
b d	$u_r = 0$	$Q = 0$
d e	$u_z = 0$	$Q = 0$
e f	—	$h = 40.0$
a f	—	$h = 40.0$
u : 変位量 Q : 流量 h : 全水頭 (m) ψ : 圧力水頭 (m)		

図 3. 2. 4 6 立坑掘削モデルおよび境界条件

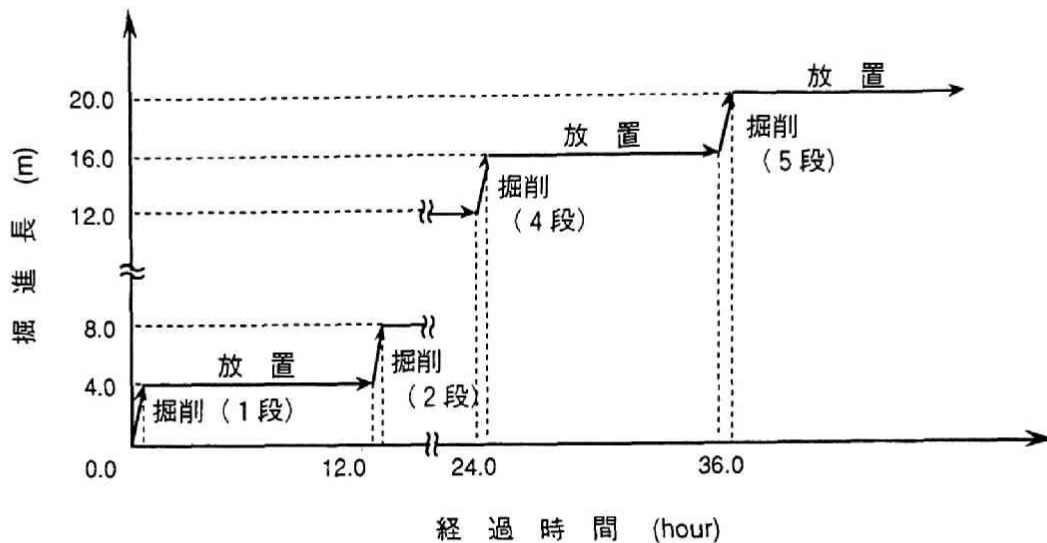


図 3. 2. 4 7 逐次掘削解析のモデル化

表 3. 2. 3 に示す物性値の内、浸透流解析に適用する比貯留係数は、応力・浸透連成解析との対応を図るために、式 (2. 2. 27) に基づき算定した。なお、この比貯留係数の算定で、間隙水の圧縮率 c_v および土粒子実質部分の圧縮率 c_s は、それぞれ $48 \times 10^{-6} 1/(kgf/cm^2)$ および $2 \times 10^{-6} 1/(kgf/cm^2)$ と設定した。

また、透水係数は、本来間隙率の関数となる。しかし、多孔質な岩および亀裂を含む岩を含め、従来の原位置計測結果での岩盤としての平均的な透水係数は、 $10^{-6} cm/sec$ のオーダーであることから、本検討では、表 3. 2. 3 に示すように、透水係数は間隙率の変化に関わらず一定値に設定した。

次に、初期応力分布は、地表面を原点とする有効土被り圧による等方応力状態を仮定した。また、初期間隙水圧分布は、地表面を原点とする静水圧状態を仮定した。

(b) 解析結果および考察

各変形係数に対する応力・浸透連成解析と浸透流解析の比較結果として、立坑深度 11.5m レベルで坑壁からの距離が 0.25m、1.0m、2.0m、3.0m の各点での間隙水圧の経時変化を図 3. 2. 48 ～ 図 3. 2. 51 に示す。

これらの図に示す結果で、逐次掘削に伴う間隙水圧の変化は、変形係数が大きいほど急激に生じ、掘削後比較的短時間の内に収束する傾向を示す。特に、変形係数が $100,000 kgf/cm^2$ の場合には、掘削後数時間でほぼ定常状態に達する。これに対して、変形係数が小さい場合には、逐次掘削に伴う間隙水圧の変化は、緩やかな時間遅れを伴う低下傾向を示す。このように、透水係数を一定と仮定

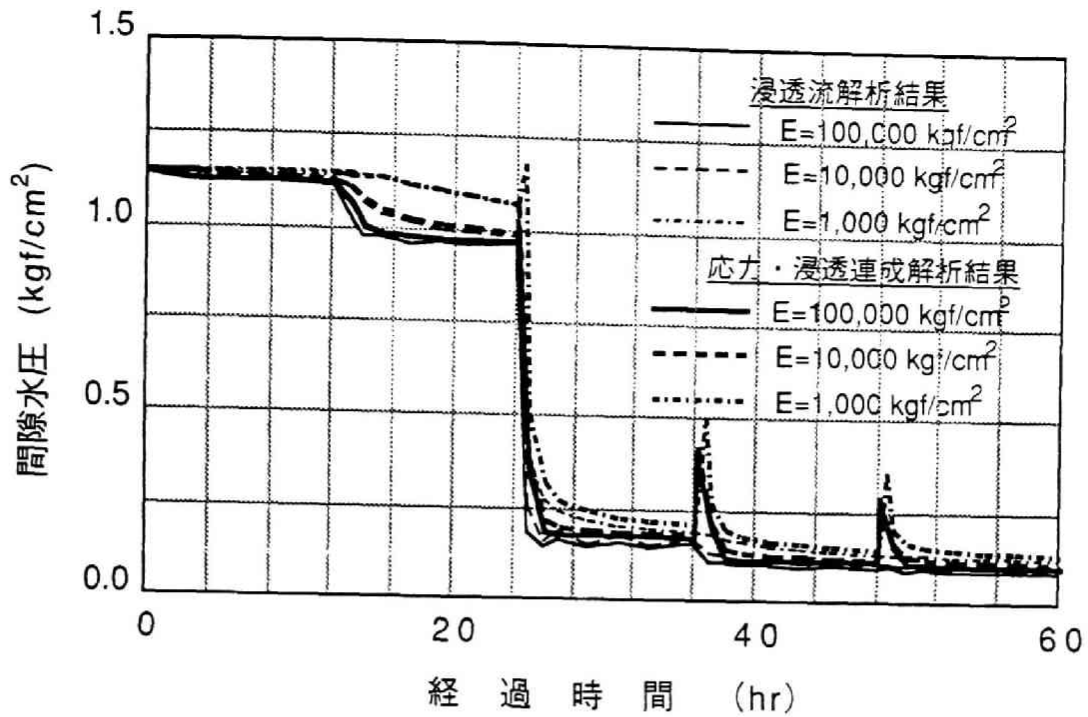


図 3. 2. 4 8 間隙水圧経時変化の比較
(立坑坑壁からの距離0.25m)

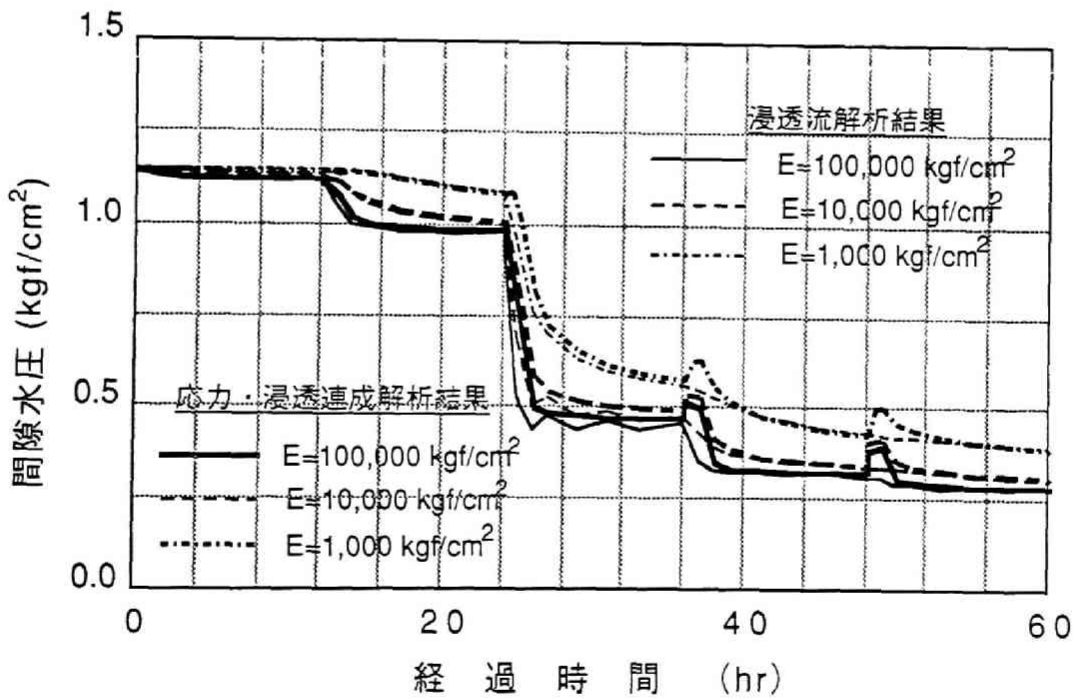


図 3. 2. 4 9 間隙水圧経時変化の比較
(立坑坑壁からの距離1.00m)

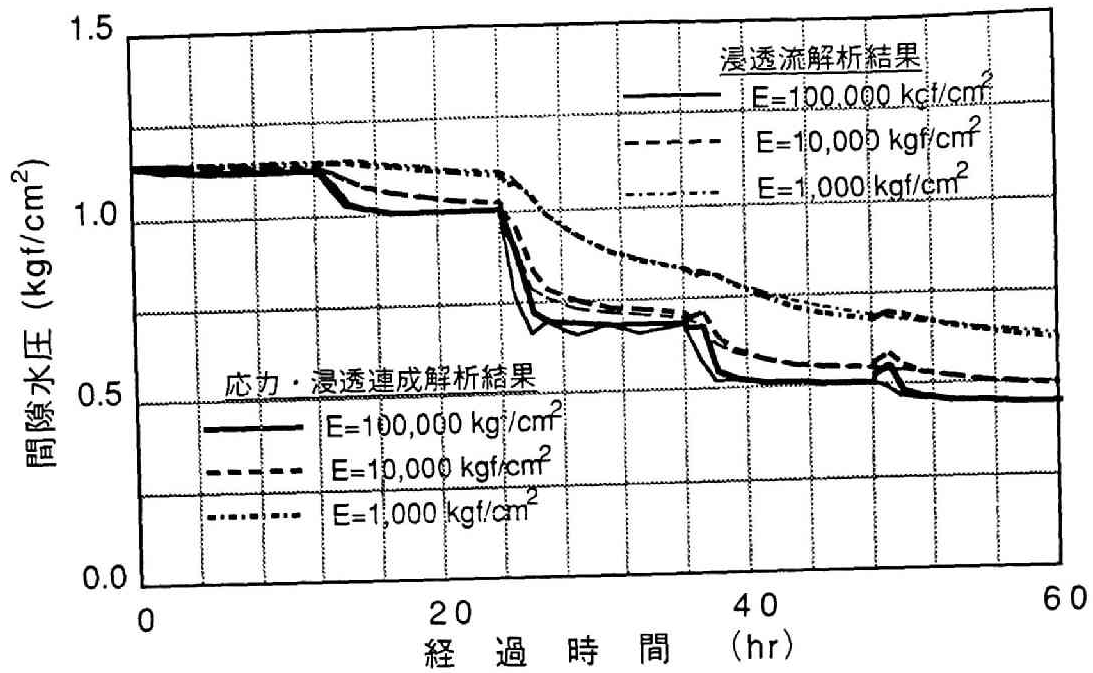


図 3. 2. 5 0 間隙水圧経時変化の比較
(立坑坑壁からの距離2.00m)

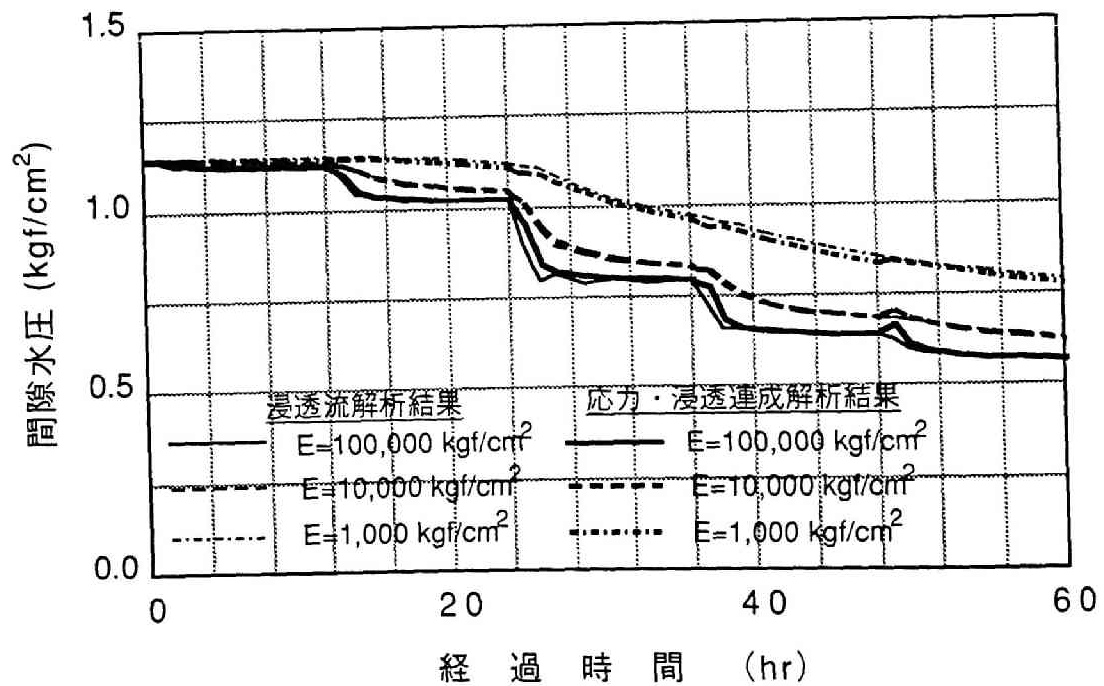


図 3. 2. 5 1 間隙水圧経時変化の比較
(立坑坑壁からの距離3.00m)

した場合に、逐次掘削に伴う間隙水圧変化の傾向は、材料の変形係数により大きく異なる。すなわち、変形係数が数万 kgf/cm^2 の硬岩の場合には、掘削後短時間の内に間隙水圧は定常状態となるのに対して、変形係数が数万 kgf/cm^2 以下の軟岩および土質地盤では、掘削後長期に渡り間隙水圧変化が生じる。この間隙水圧変化の傾向は、応力・浸透連成解析と浸透流解析のいずれの解析手法を適用した結果ともに同様である。

次に、応力・浸透連成解析結果と浸透流解析結果を比較すると、有意な間隙水圧変化の相違は、逐次的な各掘削段階の直後に生じる。これは、前者の応力・浸透連成解析では掘削解放力に伴う間隙水圧の変化を評価しているのに対して、後者の浸透流解析ではこの外力変化を評価していないことによる。ただし、この掘削解放力に伴う間隙水圧の相違は、掘削後数時間の排水過程で小さくなる。また、この両解析手法による掘削直後の間隙水圧の相違は、坑壁からの距離が大きくなるに連れて小さくなる。

この両解析手法による間隙水圧変化の相違は、従来より圧密問題を対象としてChristianら¹³⁾、田村⁹⁾および山上ら¹⁴⁾により、Biotの圧密方程式と浸透理論と等価になる拡散方程式型の圧密方程式との解の相違として議論されている。ここでは、これらの研究結果に基づき、両解析手法による逐次掘削に伴う間隙水圧変化の相違について考察を加える。

上記の研究結果で、拡散方程式型の圧密方程式の矛盾点として、平均主応力 σ_m の時間変化を一定と仮定されていることが挙げられている。浸透理論でも、この平均主応力 σ_m の時間変化を一定と仮定していることは、2.2.2の浸透理論との相関で式(2.2.26)の誘導に示したように明らかである。

ここで、各変形係数に対する応力・浸透連成解析結果の、立坑深度11.5mレベルで坑壁からの距離が0.25m、1.0m、2.0m、3.0mの各点での平均主応力 σ_m の経時変化を図3.2.52～図3.2.54に示す。これらの図に示すように、平均主応力 σ_m の時間変化は、変形係数が高いほど顕著になり、また坑壁に近いほど大きくなる傾向にある。この傾向を、応力・浸透連成解析結果と浸透流解析結果の間隙水圧の経時変化と比較すると、平均主応力 σ_m の時間変化が小さい領域では、両解析手法による間隙水圧の相違が小さい。すなわち、変形係数が高い場合ほど、掘削直後の平均主応力 σ_m の時間変化が大きくなるので、両解析手法による間隙水圧の算定結果の相違は大きくなる。また、坑壁に近い領域ほど、同様に掘削直後の平均主応力 σ_m の時間変化が大きくなるので、両解析手法による間隙水圧の算定結果の相違は大きくなる。

これに対して、変形係数が小さくなるに連れて、掘削直後の平均主応力 σ_m の時間変化が小さくなるので、両解析手法による間隙水圧の算定結果の相違は

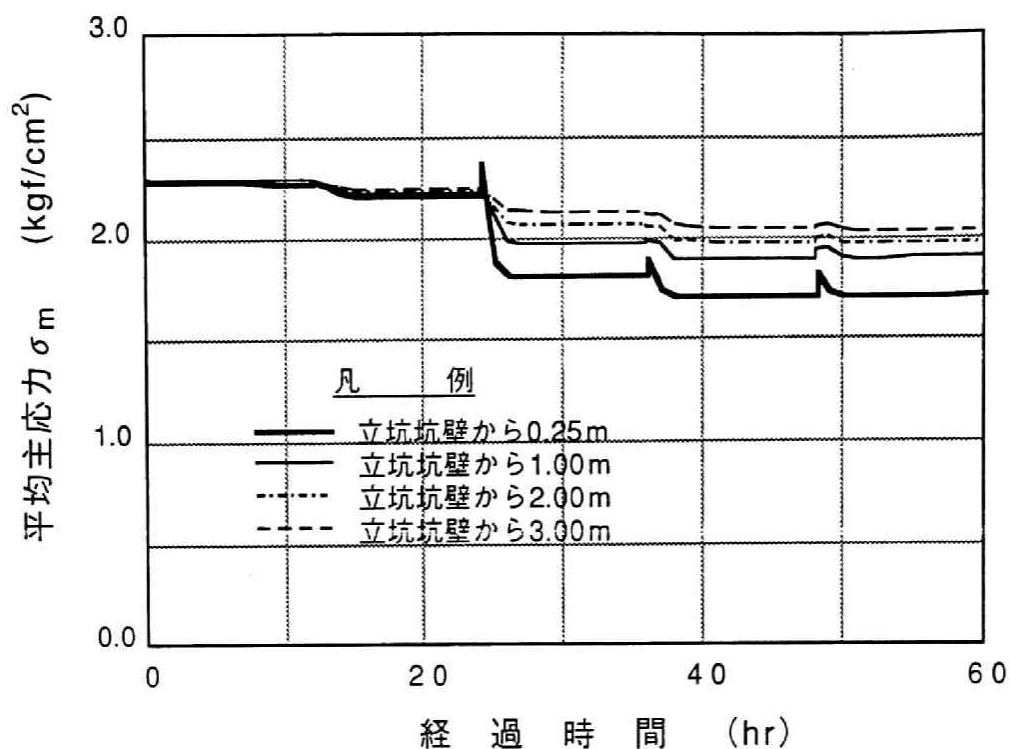


図 3. 2. 5 2 平均主応力 σ_m の経時変化
(変形係数 $E=100,000 \text{ kgf/cm}^2$)

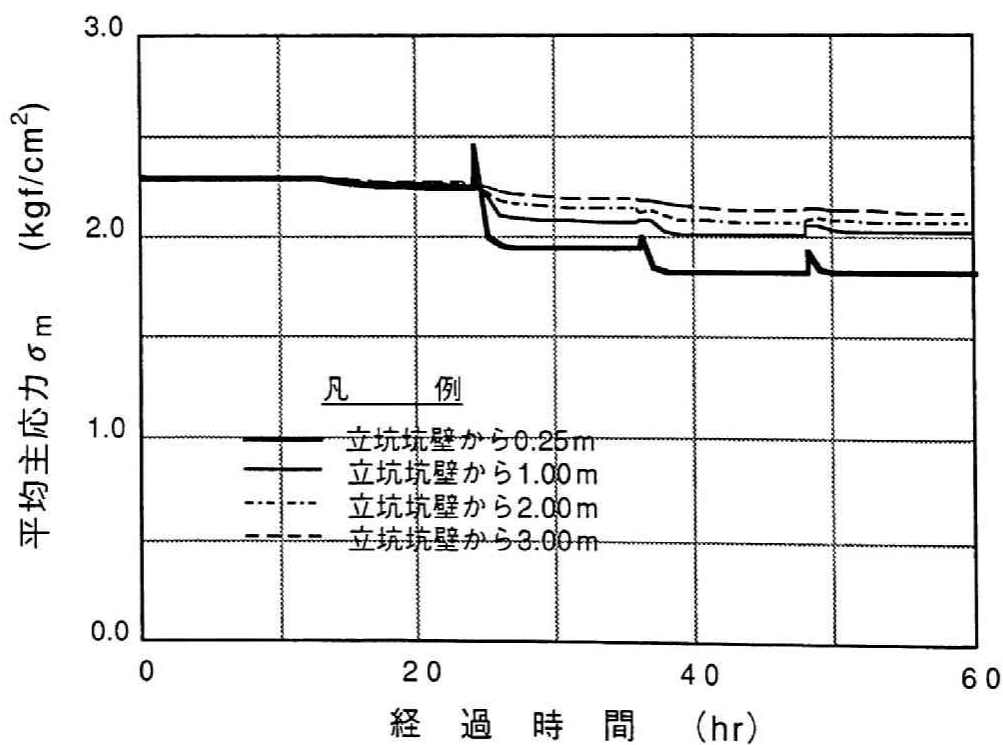


図 3. 2. 5 3 平均主応力 σ_m の経時変化
(変形係数 $E=10,000 \text{ kgf/cm}^2$)

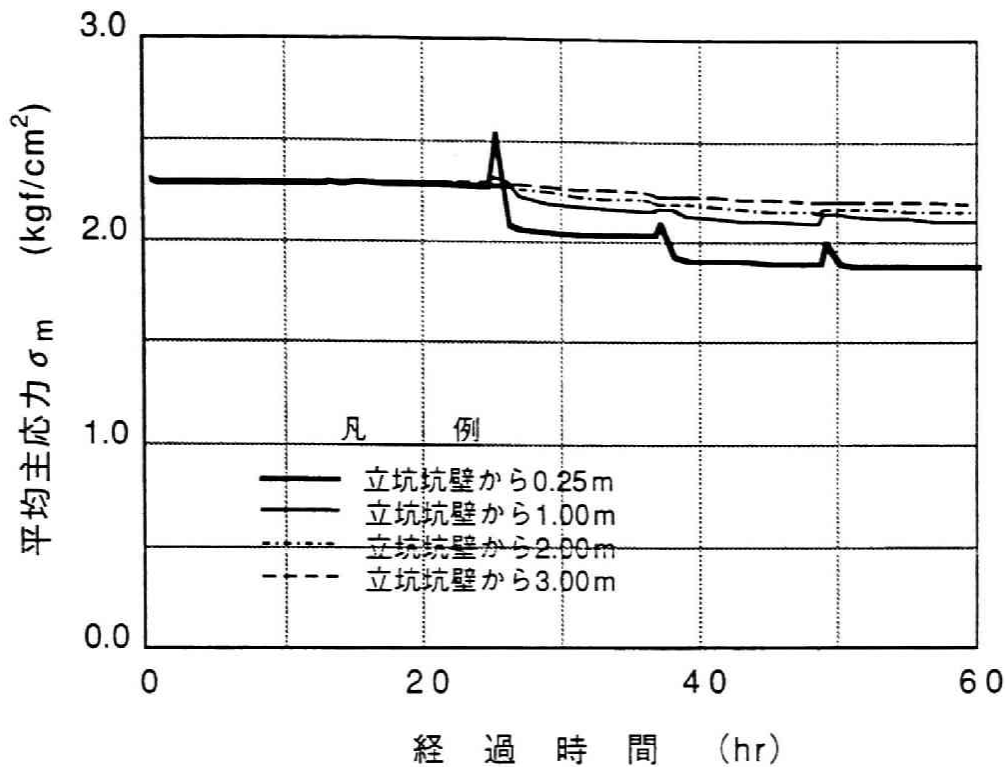


図 3. 2. 5 4 平均主応力 σ_m の経時変化
(変形係数 $E=1,000 \text{ kgf/cm}^2$)

小さくなる。また坑壁から離れた領域ほど、同様に掘削直後の平均主応力 σ_m の時間変化が小さくなるので、両解析手法による間隙水圧の算定結果の相違は小さくなる。例えば、変形係数が $1,000 \text{ kgf/cm}^2$ の場合で、坑壁からの距離が 2.0 m および 3.0 m の地点では、両解析手法による間隙水圧の経時変化の算定結果はほぼ一致した結果となる。

以上の結果より、変形係数 E を $100,000$ 、 $10,000$ 、 $1,000 \text{ kgf/cm}^2$ の 3 ケースとした応力・浸透連成解析結果と浸透流解析結果の比較で、間隙水圧の変化のみに着目すると、変形係数が小さいほど両解析手法の相違は小さくなる。ただし、これは、前述のように変形係数が小さいほど、見かけ上浸透流解析の矛盾点である平均主応力 σ_m の時間変化が小さくなるためである。なお、両解析手法による解析結果がほぼ一致していることから、応力・浸透連成解析と浸透流解析を対比する上での、式 (2. 2. 27) に示す比貯留係数の設定方法が妥当であることが明らかとなる。

しかし、切羽が立坑深度 12.0 m に到達した直後の深度 11.5 m での坑壁周辺の間隙水圧分布は、図 3. 2. 5 5 に示すようにいずれのケースでも両解析手法で異なる結果となる。そして、同じ切羽位置で掘削後 3 時間経過した時点では、図 3. 2. 5 6 に示すように、両解析手法での間隙水圧分布はほぼ一致した結

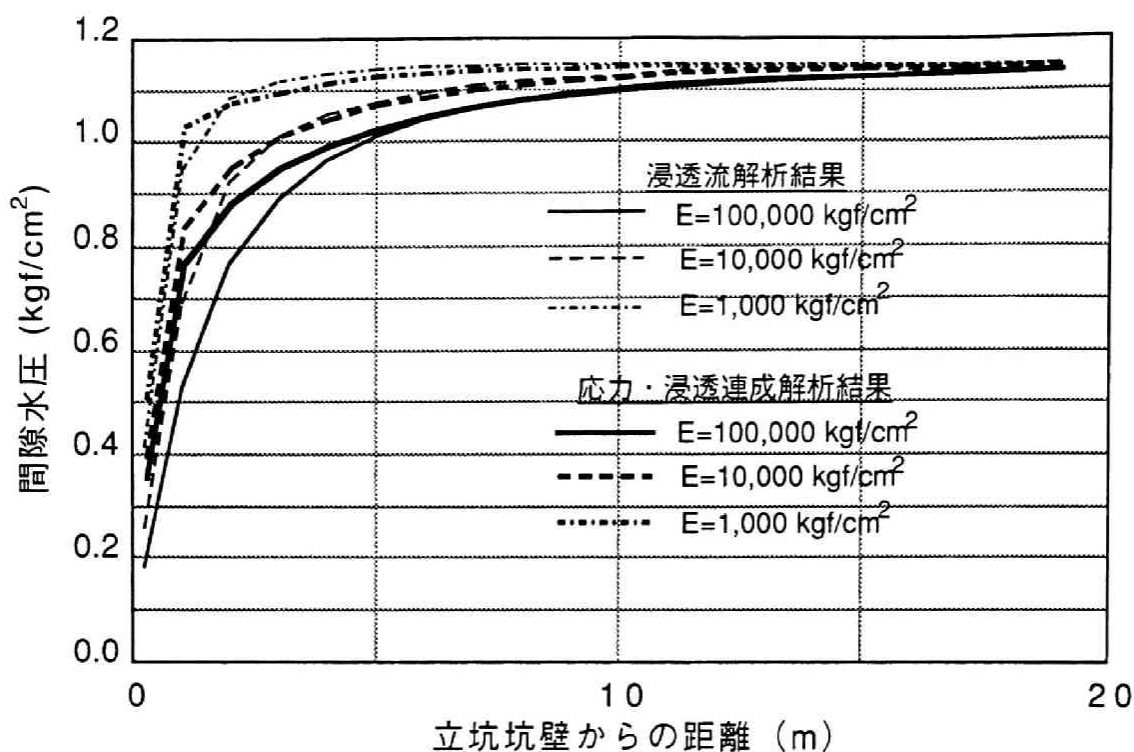


図 3. 2. 5 5 深度11.5mの立坑周辺の間隙水圧分布の比較
(3段掘削1時間後、掘削深度12.0m)

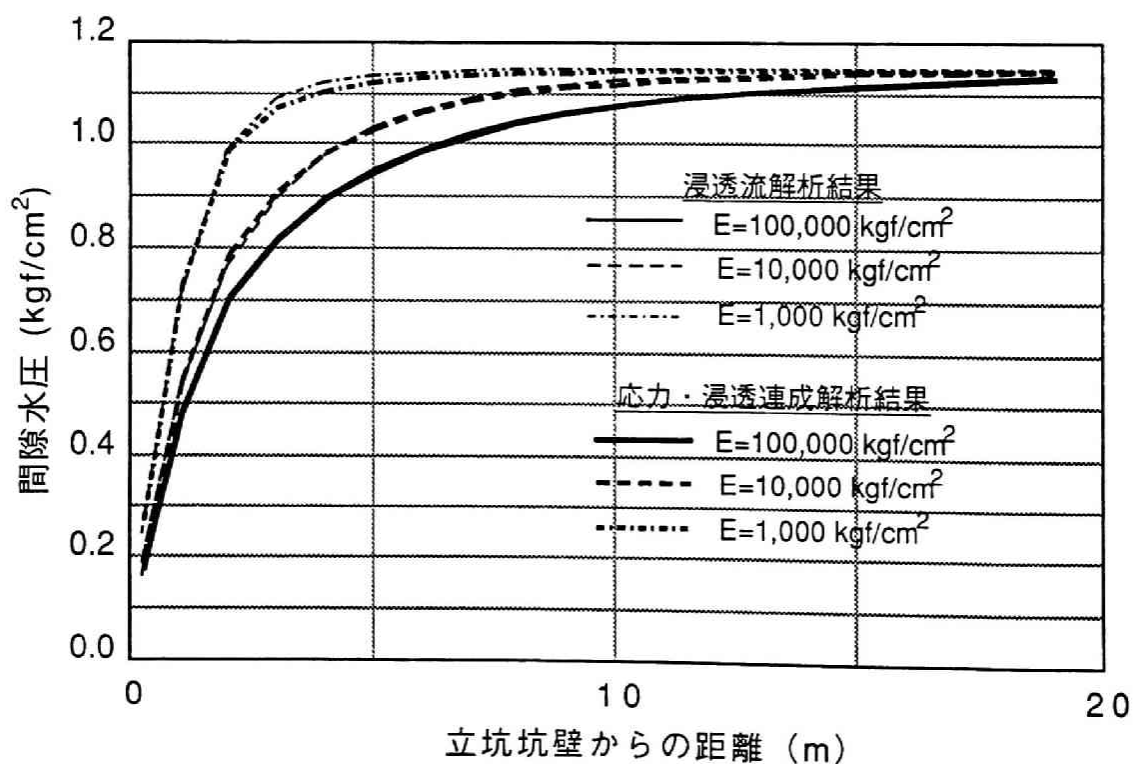


図 3. 2. 5 6 深度11.5mの立坑周辺の間隙水圧分布の比較
(3段掘削3時間後、掘削深度12.0m)

果となる。

この結果より、掘削直後の切羽周辺での間隙水圧が異なるため、両解析手法により算定される非定常状態での動水勾配の分布は異なる。このため、非連成解析で、浸透流解析結果での動水勾配に基づく浸透力を物体力とした応力解析より算定される応力状態は、応力・浸透連成解析とは異なる結果となる。また、この算定される応力状態の相違は、変形係数の値に無関係に生じるものである。

以上の検討結果より、逐次掘削に伴う非定常状態での間隙水圧および有効応力の変化を詳細に検討するためには、応力・浸透連成解析を適用しなければならない。

ただし、図 3. 2. 5 2～図 3. 2. 5 4 に示す変形係数をパラメーターとした掘削に伴う間隙水圧の経時変化の比較で、変形係数が数万 kgf/cm^2 の硬岩の場合には、掘削後短時間の内に間隙水圧は定常状態となる。このため、変形係数が数万 kgf/cm^2 以上の硬岩での掘削に伴う地下水挙動は、工学的な判断として、逐次掘削段階毎での各構造系に対する定常浸透流解析により評価可能である。

また、定常状態の応力状態についてのみ、構造骨格を線形弾性体とした場合には、前述の浸透力を物体力とした非連成解析手法により、変形係数の値に無関係に応力・浸透連成解析と等価な結果を得ることが可能である。

3. 3 建設後の地下水制御の評価

本節では、加圧方式による水封式燃料貯蔵施設を想定し、地下構造物建設後の地下水制御時の地下水挙動を詳細に検討するために、以下の項目について検討を加える。

- 1) 地下水制御の境界値問題としての位置づけ
- 2) 地下水制御時の非定常的な地下水挙動の評価

3. 3. 1 地下水制御の境界値問題としての位置づけ

地下構造物建設後の地下水制御の例として、加圧方式の水封式燃料貯蔵施設を想定した場合、その境界値問題としての特徴は、2. 4 で述べたように段階的な空洞内圧の変化に伴い境界条件を順次変更しなければならないことである。このような解析条件に対処するためには、各空洞内圧段階毎に境界条件を新たに設定しなければならないが、掘削問題と異なり構造系の変化を考慮する必要はない。また、空洞内圧は、既に掘削された空洞全域に対して一様に作用する。

このため、空洞内圧変化に伴う地下水挙動の評価は、掘削問題とは異なり二次元平面ひずみ場の解析によりモデル化が可能である。

ここで、従来の水封式燃料貯蔵施設での水封設備の設計方法を取り挙げると、1. 2. 2の設計理論に示したように、上田ら⁵⁾の式およびÅberg^{7), 8)}の式のように二次元場での理論式が適用されている。また、施設全体の詳細な貯蔵燃料の気密性・液密性の検討には、二次元FEM浸透流解析が適用されている。このため、従来の設計方法での基本的なモデル化の考え方自体は、妥当であると判断される。

ただし、これらの設計方法は、いずれも定常状態での地下水挙動を検討するものである。特に、燃料の気密性についての判定規準となる空洞周辺の鉛直動水勾配は、定常状態が最小値になるとは限らない。すなわち、3. 2. 1の掘削解析の位置付けで述べたように、本来、掘削・空洞内圧変化等の外乱に伴う地下水挙動を評価する目的は、非定常過程の中で設計規準に対して最も厳しい状態を追跡することである。

このような観点から判断した場合には、従来の水封式燃料貯蔵施設での貯蔵燃料の気密性・液密性の設計では、定常状態のみに着目して設計を実施することの妥当性について、十分な検討がなされているといいがたい。そして、このような気密性を定常状態のみで判定することは、貯蔵燃料が原油のように蒸発ガスの圧力が大気圧とほぼ同等の常圧の場合には、重要な検討課題とはならなかった。これは、貯蔵される燃料の蒸発ガスの圧力が常圧の場合には、気密性の検討対象となる空洞周辺の水圧分布が、空洞掘削後の定常状態からほとんど変化しないためである。

しかし、今後、例えば液化プロパンの貯蔵のように、加圧状態にした燃料を対象とした、水封式燃料貯蔵施設が計画されている。液化プロパンガスは、温度を下げることで、あるいは、加圧することで液体状態に変化させることが可能である。ただし、常圧で低温状態の液化プロパンを地下の岩盤空洞に貯蔵した場合には、空洞周辺の地下水が凍結し、凍土圧により岩盤の安定性に課題が生じる。一方、液化プロパンガスは、岩盤の安定性に課題を生じない常温状態でも8 kgf/cm²以上に加圧することで、液体状態に変化させることが可能である。

現在計画されている液化プロパンの水封式燃料貯蔵方式は、液化プロパンガスを8 kgf/cm²以上に加圧し、液体の状態で従来の原油貯蔵と同様に地下水面以下の地下の空洞に貯蔵するものである。ただし、液化プロパンの場合には原油と異なり、燃料を常温状態で液体に維持するため、地下の空洞に燃料を貯蔵する以前に、空洞の内圧を8 kgf/cm²以上に加圧しておく必要がある。

したがって、このように事前に空洞に加圧し燃料を貯蔵する場合には、従来の定常状態に限定した設計検討とは異なり、空洞内圧変動後の非定常過程での地下水挙動について追跡する必要がある。

3. 3. 2 地下水制御に伴う地下水挙動の評価

本節では、加圧方式による水封式燃料貯蔵施設を想定し、空洞内圧の段階的な変化に伴う非定常的な地下水挙動について検討を加える。さらに、水封方式による地下水挙動の相違を明らかにするために、自然水封方式と人工水封方式の解析モデルによる解析結果について比較検討する。

さらに、3. 2. 1の掘削問題の解析検討と同様に、材料の物性値による地下水制御時の地下水挙動の相違について検討する。

(1) 空洞加圧に伴う非定常的な地下水挙動

加圧方式の水封式燃料貯蔵施設を想定した解析モデルとして、図3. 3. 1に示す自然水封方式および人工水封方式での大規模空洞を取り挙げる。

なお、図3. 3. 1に示す人工水封方式での水封設備の諸元は、駒田ら⁶⁾の研究による式(1. 2. 1)に基づき設定した。ここで、1. 2. 2に示したように、人工水封設備の諸元を定める上で、水封ボーリングと空洞の距離をできるだけ短くすることが、水封ボーリング長を短縮できるため経済的になる。ただし、空洞に近接した場合には、人工水封設備が空洞の掘削時の発破によるゆるみ域に含まれ、本来の水封機能が損なわれる危険性がある。このため、このモデルでは、水封ボーリングと空洞の距離を空洞天端から0.5D(D:空洞の直径)以上離れた15mと設定した。そして、この条件に基づく、表3. 3. 1に示す水封ボーリング長をパラメーターとした検討結果で、自然水封方式に対して平均的な鉛直動水勾配が約40%高くなる、水封ボーリング長を25mと設定した。

これらの解析モデルに対して、空洞内圧の段階的な変化に伴う地下水挙動を、式(2. 3. 28)に示す有限要素法により定式化した応力・浸透連成解析手法を適用し検討する。

(a) 解析条件

本検討では、3. 3. 1の地下水制御の境界値問題の特徴に示したように、構造系が変化せず空洞内圧が一様に作用することから、図3. 3. 1に示すように二次元平面ひずみ場の解析モデルを適用する。

空洞内圧は、図3. 3. 2に示すように、1回の加圧サイクルを10日とし、 $0.0 \rightarrow 2.5 \rightarrow 5.0 \rightarrow 7.5 \rightarrow 10.0 \rightarrow 5.0 \rightarrow 0.0 \text{ kgf/cm}^2$ の段階的に変化させるものとした。なお、この空洞内圧は、図3. 3. 1の境界条件に示すように空洞の壁面の全域に作用するものとする。

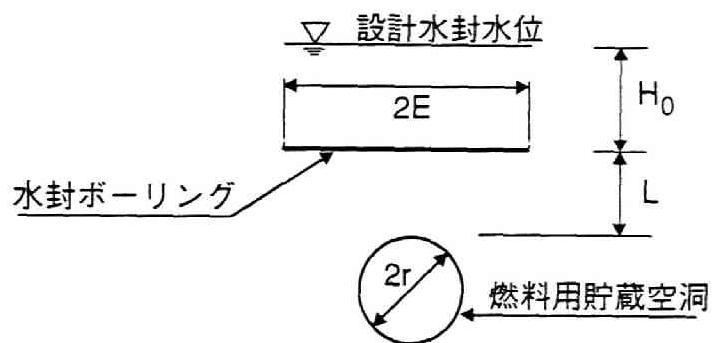
また、図3. 3. 1(b)に示す人工水封方式の場合、水封ボーリングでの

表 3. 3. 1 人工水封設備の諸元による平均的動水勾配の比較

水封方式	空洞内圧 P	L	水封水圧 H_0	E	平均動水 勾配	平均動水 勾配比
自然水封方式	5.0	—	0.0	—	1.88	1.00
人工水封方式	5.0	15.0	8.5	10.0	1.72	0.91
	5.0	15.0	8.5	15.0	2.10	1.12
	5.0	15.0	8.5	20.0	2.41	1.28
	5.0	15.0	8.5	25.0	2.65	1.41

単位 (kgf/cm²) (m) (kgf/cm²) (m)

モデル化



上田らの解析解モデル

注) 平均動水勾配比は、自然水封時の平均動水勾配に対する人工水封時の動水勾配の比を意味する。

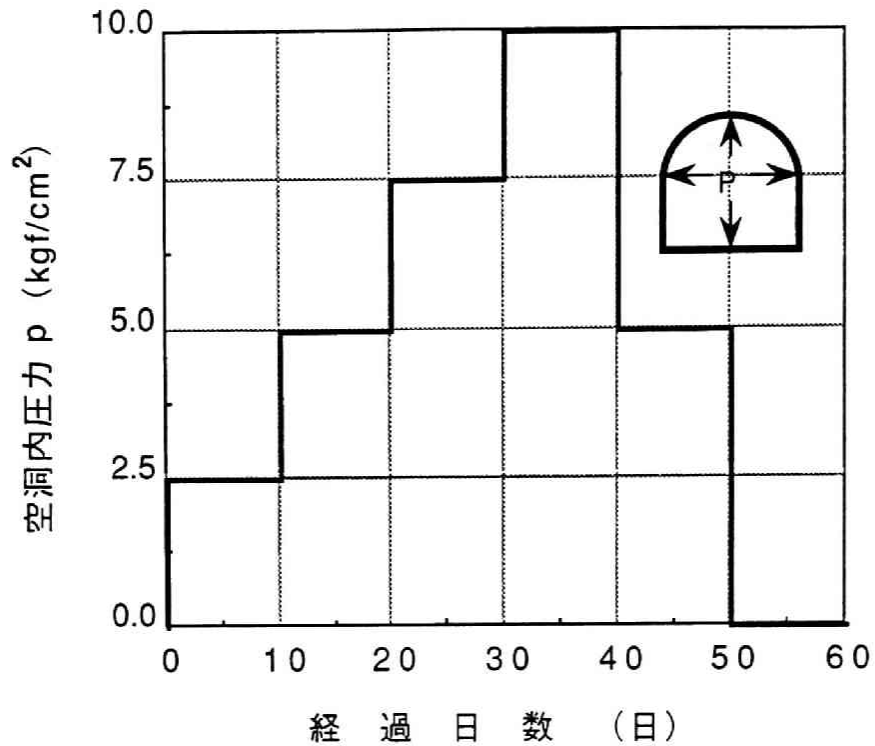


図 3. 3. 2 設定空洞内圧の経時変化

水封水圧は、その深度での静水圧に相当する 8.5kgf/cm^2 と設定した。

解析用物性値は、堆積軟岩を想定し表 3. 3. 2 に示すように設定した。

表 3. 3. 2 解析用物性値一覧表

変形係数 E	$5,000\text{kgf/cm}^2$
ポアソン比 ν	0.33
透水係数 k	$1.0 \times 10^{-6}\text{cm/sec}$
側方応力係数 K_0	1.0
単位体積重量 γ	$2.0 \times 10^{-3}\text{kgf/cm}^3$

次に、初期応力分布および初期間隙水圧分布は、地表面を原点とした有効土被り圧による等方応力、静水圧を仮定した条件で、空洞を掘削した解析結果での定常状態を採用した。

(b) 解析結果および考察

自然水封方式での、空洞内圧の変化に伴う周辺岩盤内の間隙水圧分布の変化を図3.3.3～図3.3.5に示す。これらの間隙水圧分布の経時変化図は、それぞれ空洞内圧が $0.0 \rightarrow 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $7.5 \rightarrow 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ の加圧過程および、 $10.0 \rightarrow 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ の減圧過程での、空洞天端方向・空洞側壁方向・空洞下端方向の間隙水圧分布の変化を示したものである。

図3.3.3に示す空洞内圧が $0.0 \rightarrow 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ と変化する加圧過程では、空洞掘削後の間隙水圧分布から、内圧増加直後に間隙水圧が上昇するのは、空洞から数mのごく近傍の領域に限定される。その後、空洞に近い領域から順次間隙水圧は上昇し始め、その間隙水圧が上昇する範囲が空洞から離れた領域へと拡大していく。

この間隙水圧が、空洞内圧の変化直後には空洞近傍のみで上昇を示し、その後空洞から離れた領域へと時間遅れを伴い伝播していく傾向は、図3.3.4に示す $7.5 \rightarrow 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ の加圧過程でも全く同様である。

次に、図3.3.5に示す空洞内圧が $10.0 \rightarrow 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ と変化する減圧過程でも、先の加圧段階での間隙水圧分布を初期状態として、内圧減少直後に間隙水圧が低下する領域は、空洞から数mのごく近傍の領域に限定される。その後、加圧過程と同様に、間隙水圧が低下する範囲が空洞から離れた領域へと拡大していく。

ここで、1.2.2の水封式燃料貯蔵方式の基本概念に示したように、この方式での燃料の液密性・気密性は、Åberg^{7)・8)}の理論に示されるように空洞周辺での地下水の動水勾配により判定される。従来は、この判定は定常状態についてのみ適用されている。このため、図3.3.3～図3.3.5に示す非定常的な間隙水圧変化に対する、空洞周辺の地下水流れの動水勾配の経時変化に着目する。

図3.3.6～図3.3.8に、加圧過程および減圧過程での、空洞天端・空洞側壁・空洞下端の近傍での空洞法線方向の動水勾配の経時変化を示した。これらの図に示す結果で、加圧過程では、加圧直後に動水勾配が急激に低下して最小値となり、その後増加する傾向になる。一方、減圧過程では、減圧直後に動水勾配が急激に増加して最大値となり、その後低下する傾向になる。

このような空洞内圧が変化した直後の動水勾配の急激な低下および上昇傾向は、空洞に近いほど顕著であり、加圧時には空洞天端・空洞側壁・空洞下端のいずれの領域でも動水勾配が大きく負の値となる。

この動水勾配の変化傾向は、図3.3.3～図3.3.6の間隙水圧分布の経時変化に示したように、急速な空洞内圧の変化に対して、周辺間隙水圧の変化が遅れて生じるためである。すなわち、空洞内圧増加直後には、空洞近傍の

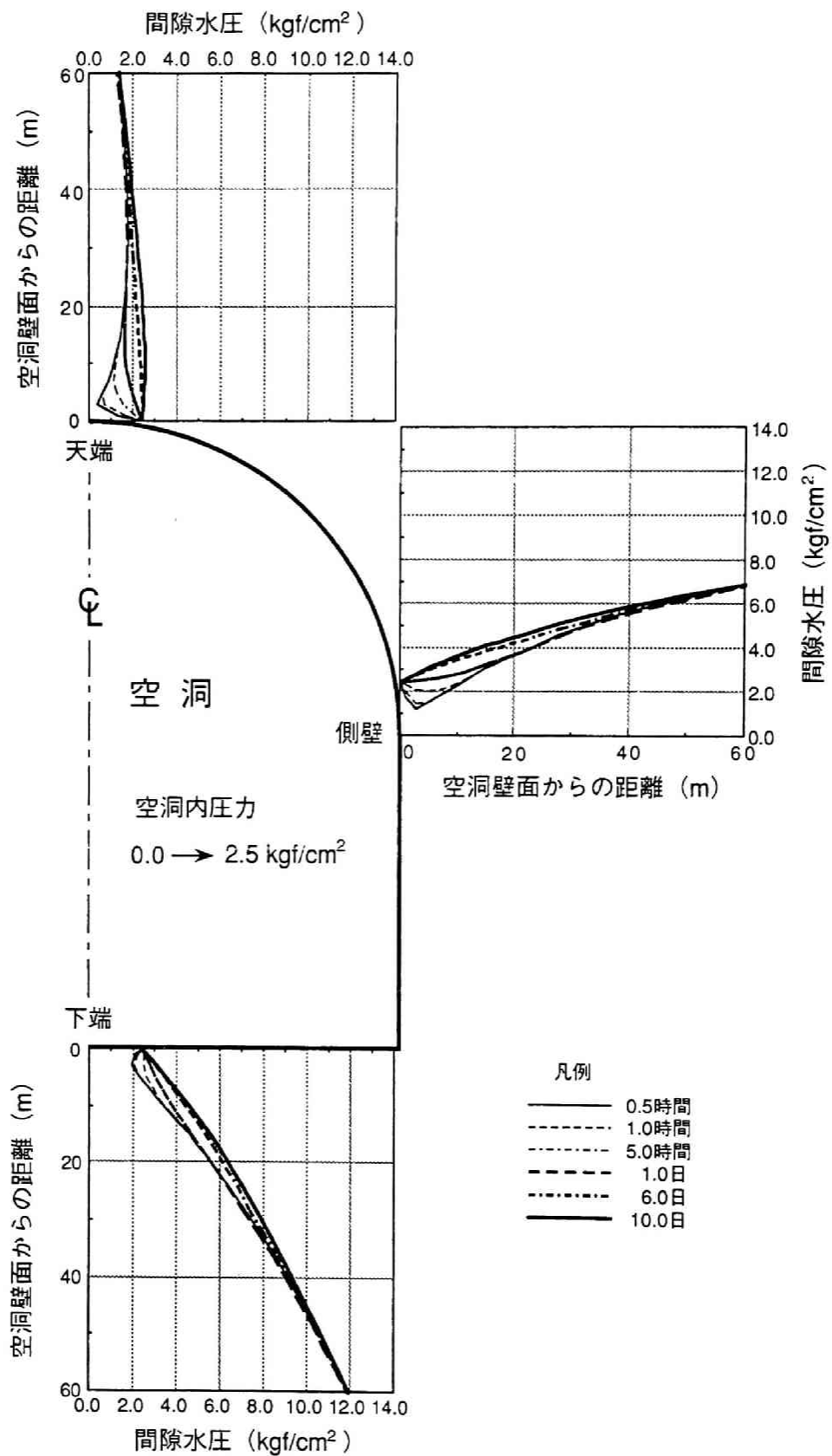


図 3. 3. 3 間隙水圧分布の経時変化
(空洞内圧力 $0.0 \rightarrow 2.5 \text{ kgf/cm}^2$)

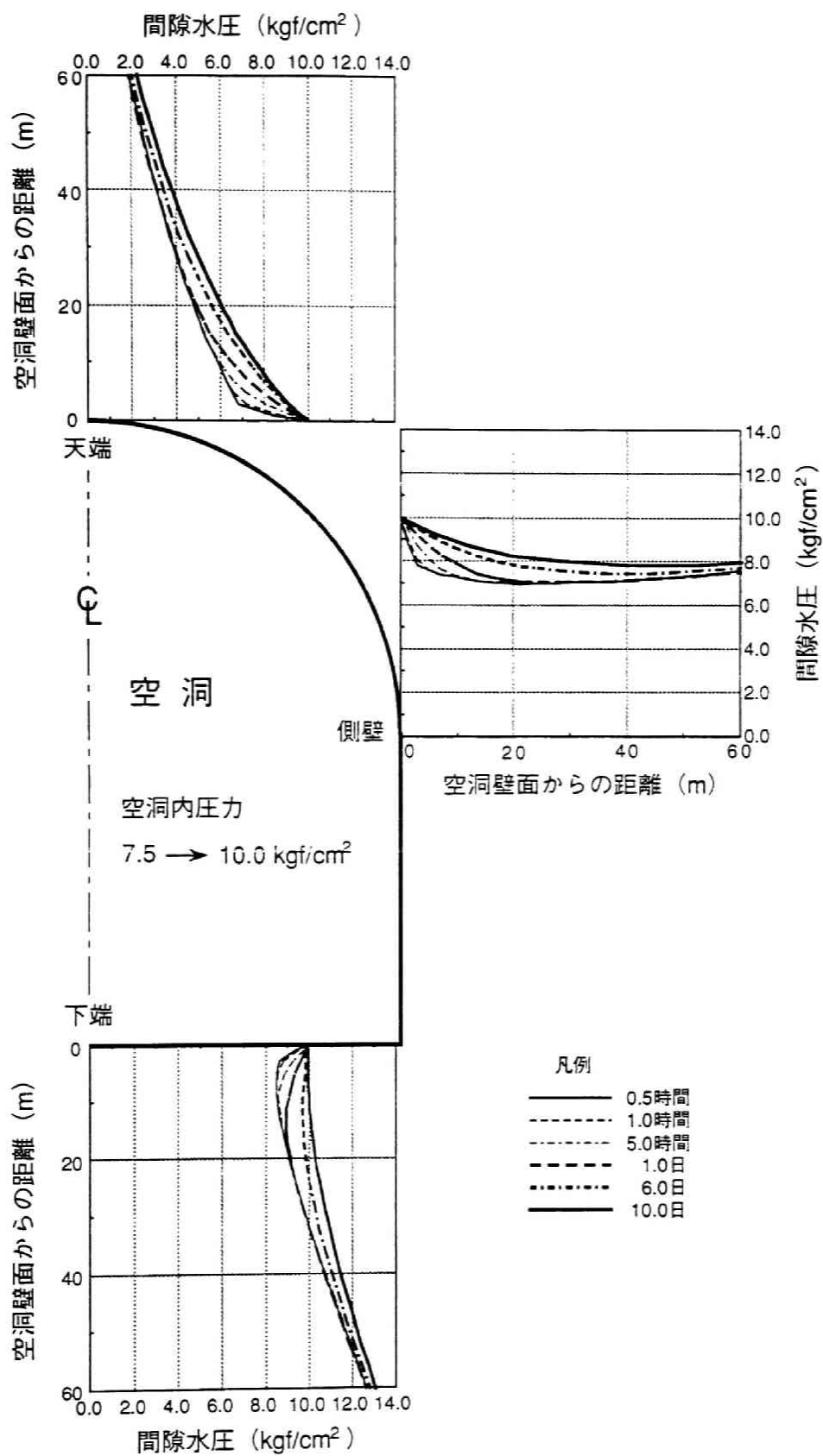


図 3. 3. 4 間隙水圧分布の経時変化
(空洞内圧力 7.5→10.0 kgf/cm²)

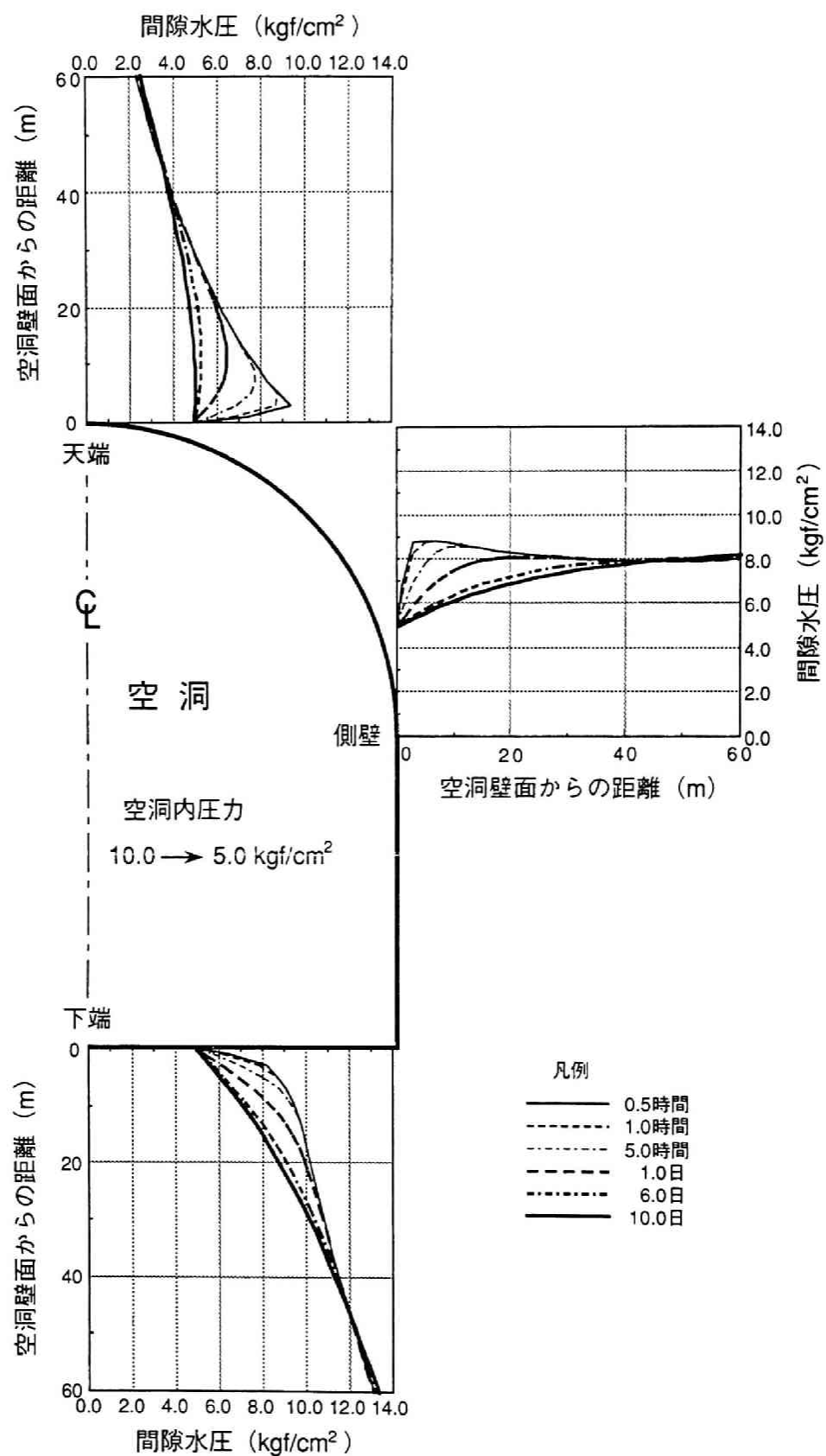


図 3. 3. 5 間隙水圧分布の経時変化
(空洞内圧力 10.0→5.0 kgf/cm²)

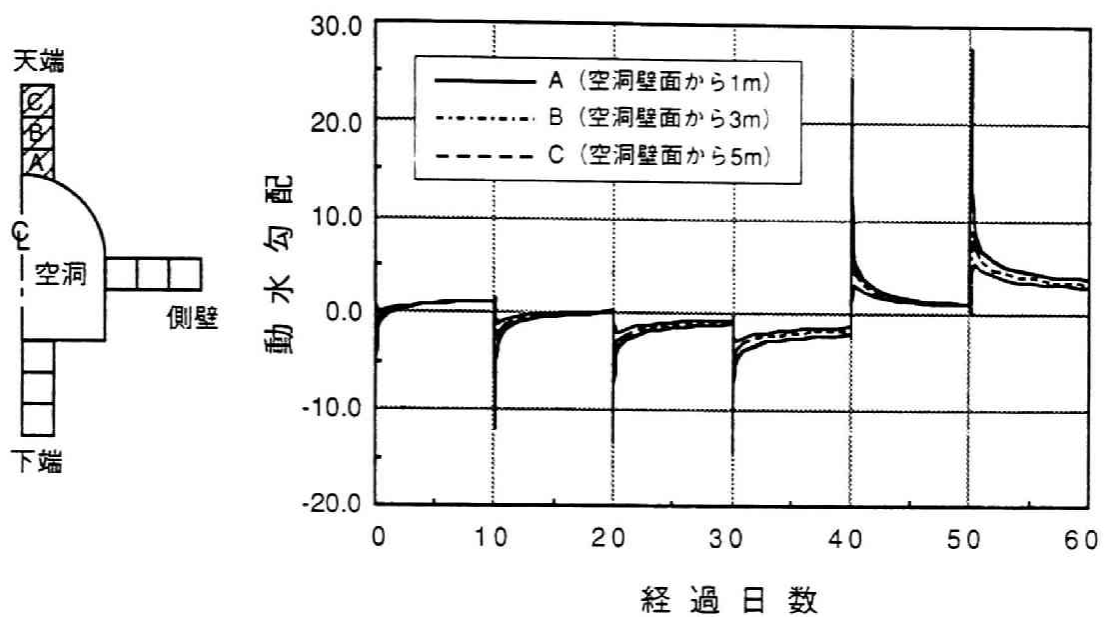


図 3. 3. 6 空洞法線方向の動水勾配の経時変化
(空洞天端方向)

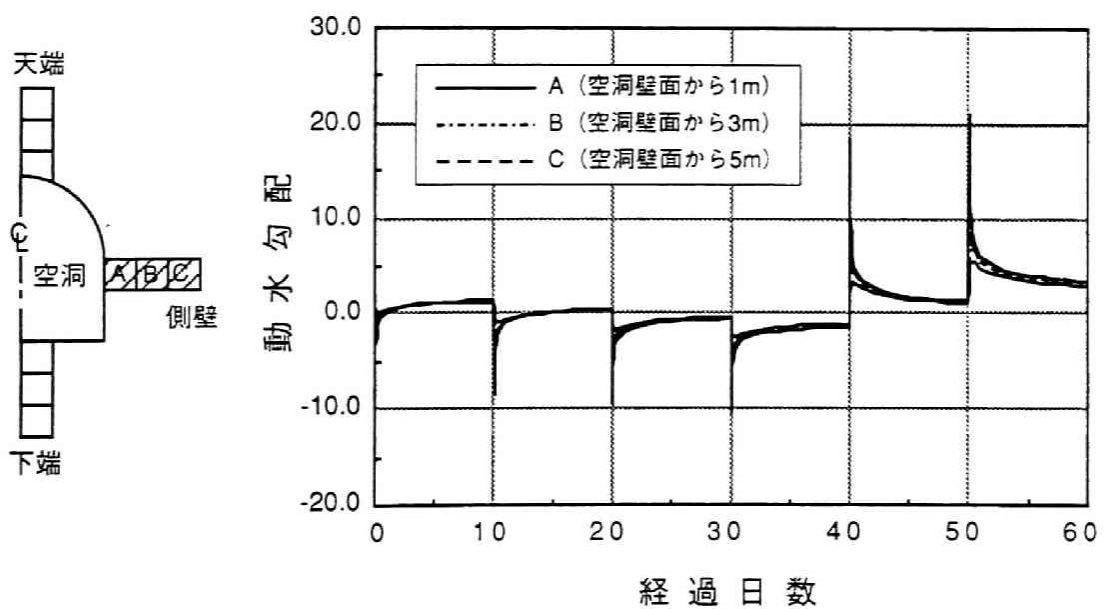


図 3. 3. 7 空洞法線方向の動水勾配の経時変化
(空洞側壁方向)

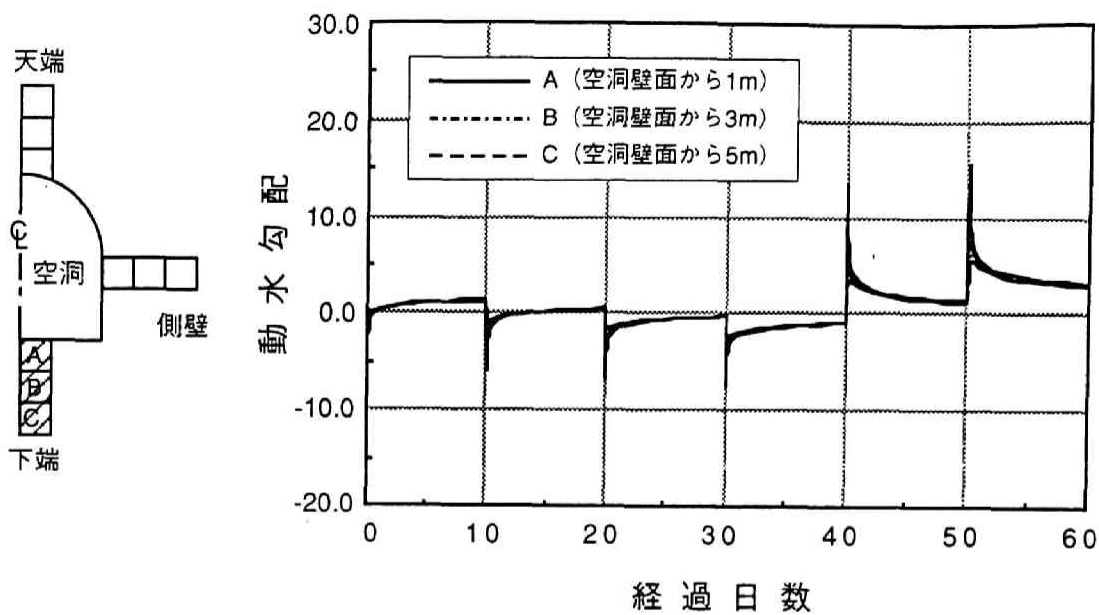


図 3. 3. 8 空洞法線方向の動水勾配の経時変化
(空洞下端方向)

間隙水圧の増加が、空洞内圧の増加に比べて小さいために、一時的に動水勾配の方向が逆転して最小値となる。その後、空洞周辺の間隙水圧が上昇するに連れて、動水勾配の値は上昇する。また、空洞内圧減少直後には、加圧時とは逆の現象として、空洞近傍の間隙水圧の減少が、空洞内圧の減少量に比べて小さいために、一時的に動水勾配が急激に増加して最大値となる。その後、空洞周辺の間隙水圧が減少するに連れて、動水勾配も減少する。

次に、空洞内圧の変化に伴う周辺岩盤内の空洞法線方向の動水勾配分布の変化を図 3. 3. 9～図 3. 3. 11 に示す。これらの動水勾配分布の経時変化図は、それぞれ空洞内圧が $0.0 \rightarrow 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $7.5 \rightarrow 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ の加圧過程および、 $10.0 \rightarrow 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ の減圧過程での、空洞天端方向・空洞側壁方向・空洞下端方向の動水勾配の変化を示したものである。図 3. 3. 9 および図 3. 3. 10 に示すように、加圧過程での動水勾配は、空洞近傍では加圧直後に最小値となった後上昇するのに対して、空洞から離れた領域では、加圧後徐々に減少する傾向を示す。一方、図 3. 3. 11 に示すように、減圧過程での動水勾配は、空洞近傍では減圧直後に最大値となった後減少するのに対して、空洞から離れた領域では、減圧後徐々に増加する傾向を示す。

ここで、各空洞内圧上昇段階毎での、加圧直後および加圧 10 日後の空洞天

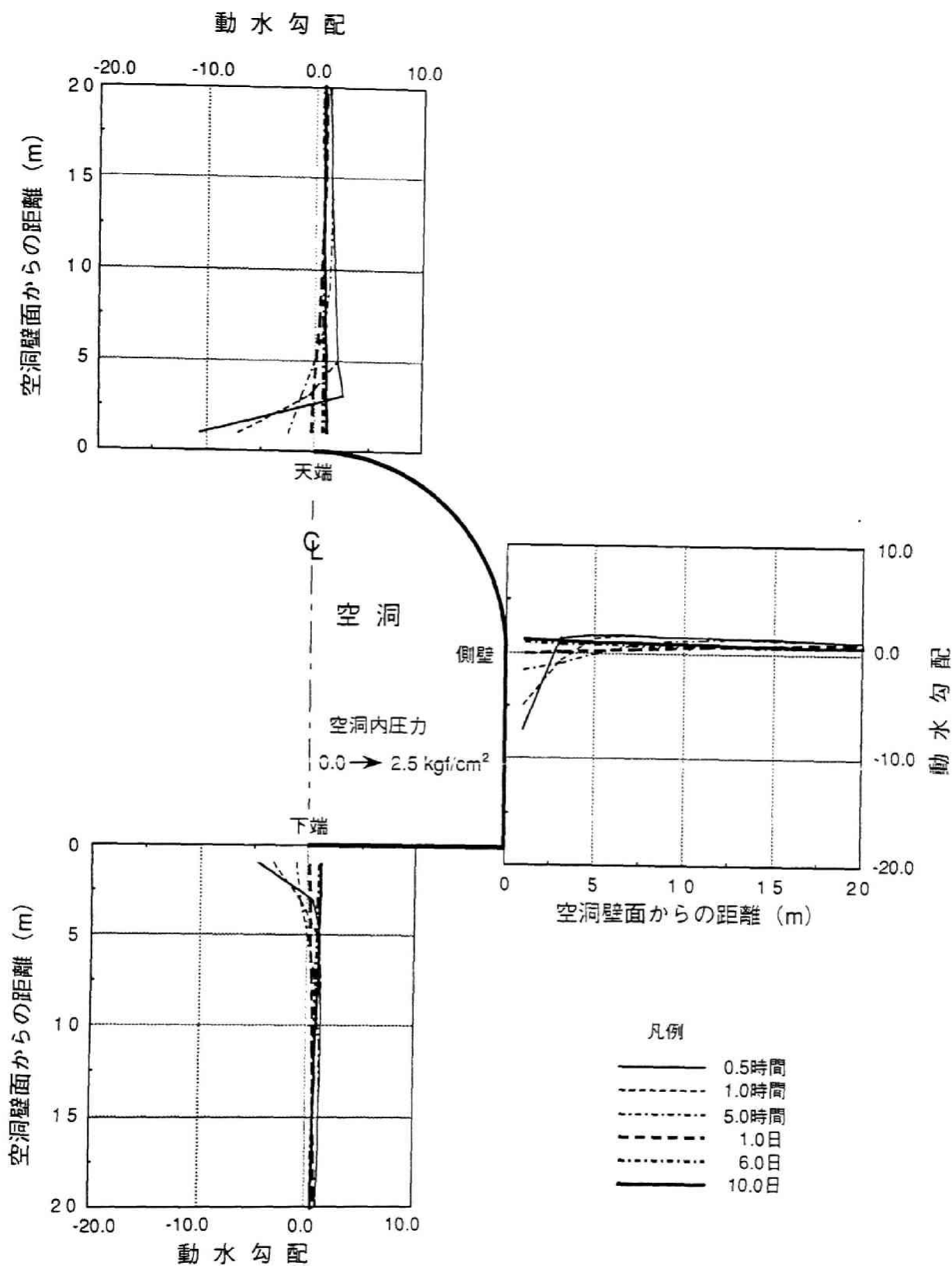


図 3. 3. 9 空洞法線方向の動水勾配分布の経時変化
(空洞内圧力 0.0 → 2.5 kgf/cm²)

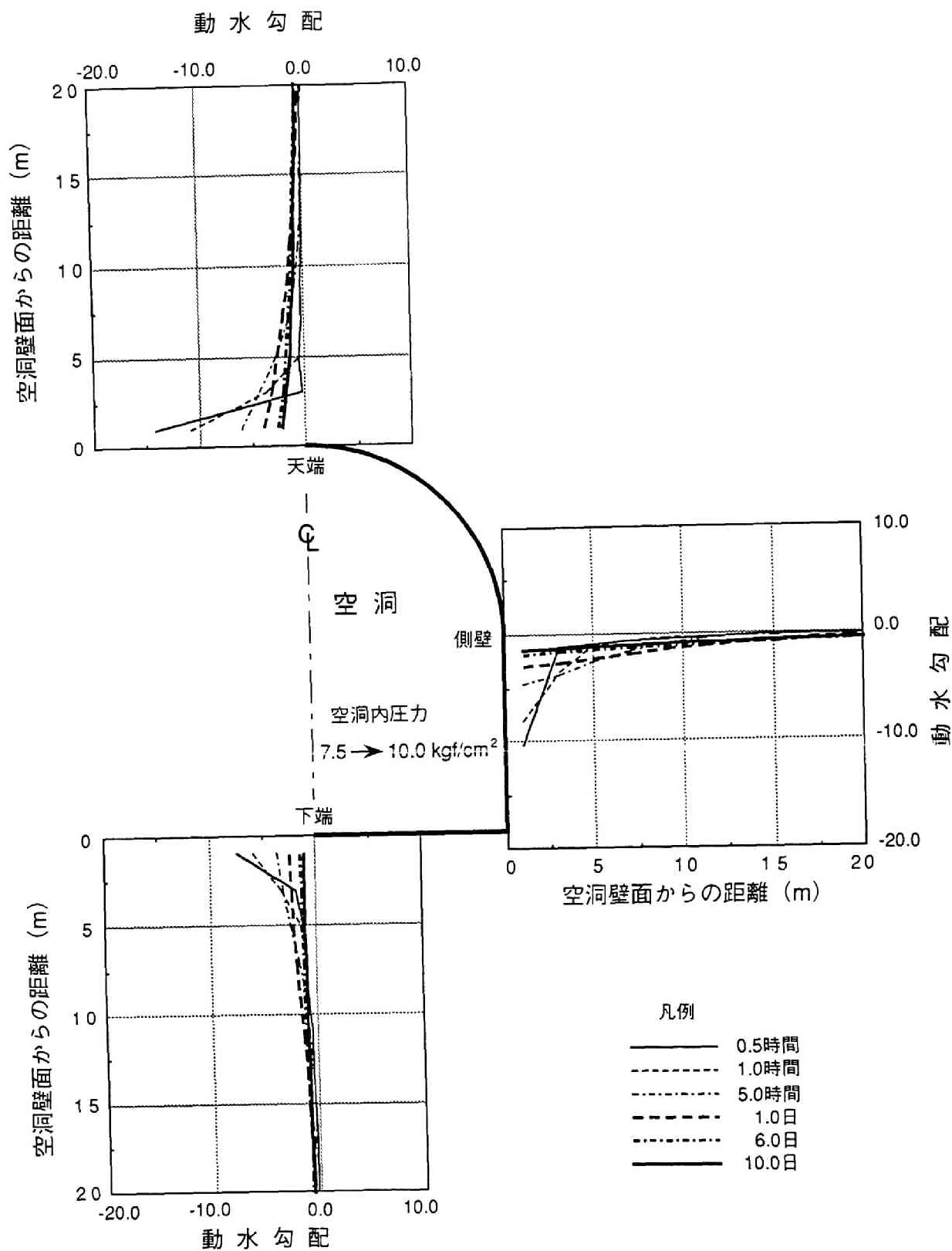


図 3. 3. 10 空洞法線方向の動水勾配分布の経時変化
(空洞内圧力 7.5 → 10.0 kgf/cm²)

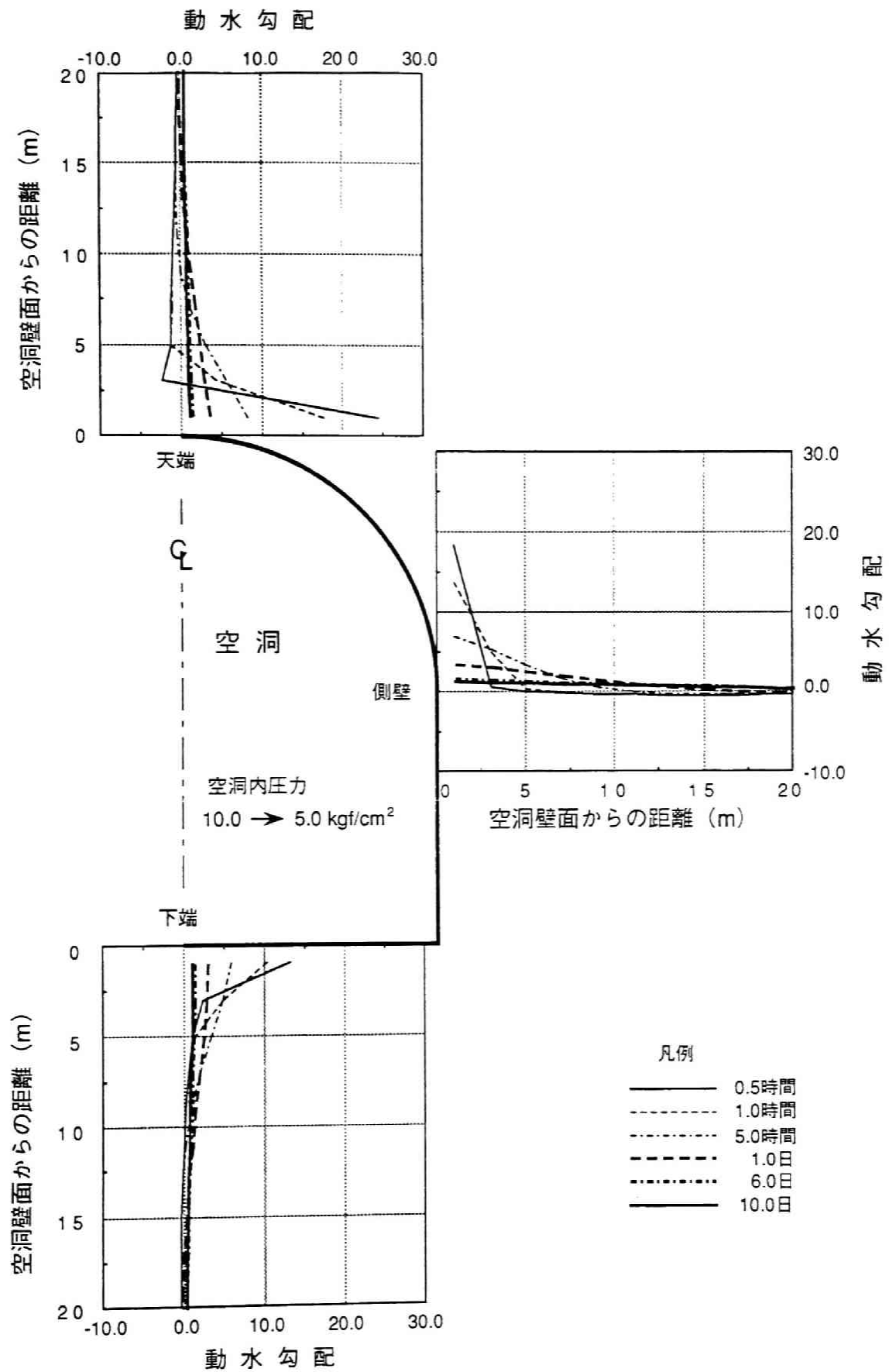


図 3. 3. 1 1 空洞法線方向の動水勾配分布の経時変化
(空洞内圧力 10.0→5.0 kgf/cm²)

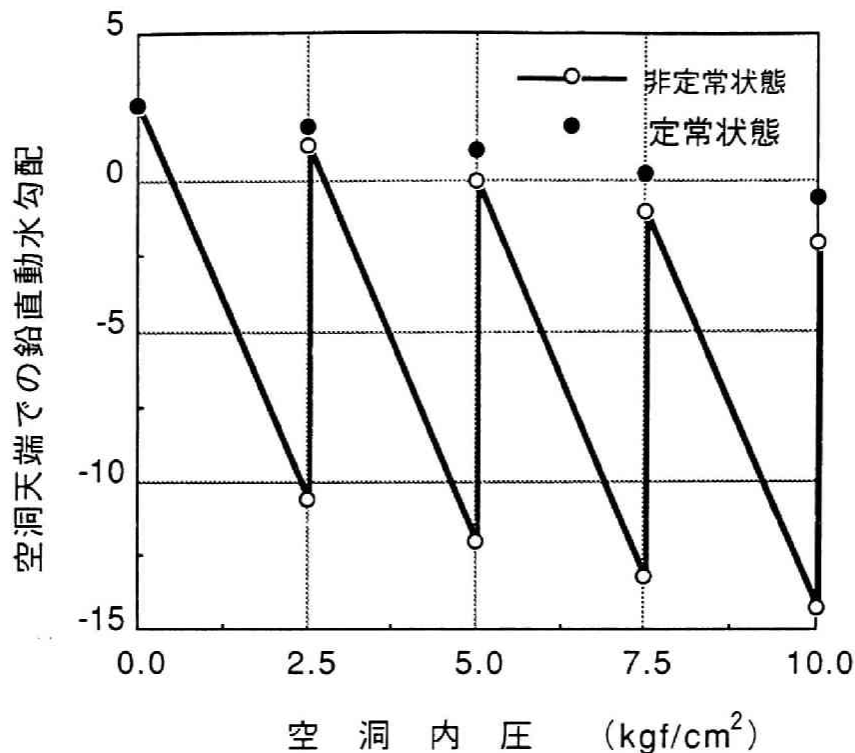


図 3. 3. 1 2 空洞天端での鉛直動水勾配の推移
(自然水封方式モデル)

端での鉛直動水勾配と、二次元定常浸透流解析による空洞天端での定常状態の鉛直動水勾配の比較を図 3. 3. 1 2 に示す。

図 3. 3. 1 2 の鉛直動水勾配の比較結果に示すように、空洞加圧時の空洞天端での動水勾配は、加圧直後に最小値となり、定常状態で最大値となる。そして、この自然水封方式の解析結果で、空洞加圧 10 日後の地下水挙動は、定常状態に達していないため、空洞天端での鉛直動水勾配は、定常状態の値より多少小さめの値となっている。

この結果より、空洞天端での鉛直動水勾配は、空洞内圧が 7.5 kgf/cm^2 までは空洞内圧上昇直後には負の値となるが、定常状態に到達すれば、空洞の液密性を満足する正の値まで回復する。ただし、定常状態に到達する前に、空洞内圧を上昇させた場合には、空洞天端での鉛直動水勾配は、定常解に比べて小さな値で推移し、空洞内圧が大きくなるに連れてその差は大きくなる。例えば、図 3. 3. 1 2 に示す結果で、一サイクルが 10 日とした空洞内圧の上昇パターンでは、鉛直動水勾配が正の値に回復するのは、空洞内圧が 5.0 kgf/cm^2 までとなる。

一方、空洞内圧減圧時には、図 3. 3. 6 および図 3. 3. 1 2 に示す結果

より、空洞天端の動水勾配は、減圧直後に最大値となり、定常状態で最小値となると推定される。ただし、定常状態での最小値は、空洞内圧が同じの加圧時の最大値と一致する。そして、空洞加圧10日後の鉛直動水勾配は、その中間の値になっているものと推定される。

以上の検討結果より、燃料を貯蔵する前に空洞を所定の圧力まで加圧した状態で、空洞周辺の地下水挙動が定常状態に到達した場合に、その段階での最大値となる動水勾配を確保することが可能となる。したがって、地下水挙動が定常状態に到達していることを前提条件として、加圧方式での水封式燃料貯蔵施設の液密性・気密性の検討にも、従来のように定常状態の動水勾配を判定の規準として適用可能である。ただし、この場合には、燃料貯蔵前の空洞加圧状態で、空洞周辺の地下水挙動が、動水勾配が最大値となる定常状態に到達するまでの経過時間の判定が最重要な検討課題となる。そして、燃料貯蔵前の空洞加圧時の地下水挙動が定常状態に到達していない場合には、定常解に基づく燃料の液密性・気密性の判定結果は過大評価になる危険性がある。

一方、人工水封方式での、空洞内圧の変化に伴う周辺岩盤内の間隙水圧分布の変化を図3.3.13～図3.3.15に示す。これらの間隙水圧分布の経時変化図は、それぞれ空洞内圧が $0.0 \rightarrow 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $7.5 \rightarrow 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ の加圧過程および、 $10.0 \rightarrow 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ の減圧過程での、空洞天端方向・空洞側壁方向・空洞下端方向の間隙水圧分布の変化を示したものである。

人工水封方式での間隙水圧変化の傾向は、自然水封方式での解析結果と同様に、内圧変化直後に空洞近傍のみでの間隙水圧変化が変化した後、空洞に近い領域から順次間隙水圧の変化する範囲が空洞から離れた領域へと拡大していく。ただし、空洞天端方向では、その間隙水圧が変動する領域は空洞と水封ボーリングとの間の範囲に限定される。また、空洞側壁方向・空洞下端方向では、自然水封方式での解析結果と同様な間隙水圧の変化傾向を示すが、水封ボーリングからの注水の影響により間隙水圧の値自体が高くなっている。

次に 図3.3.16～図3.3.18に、加圧過程および減圧過程での、空洞天端・空洞側壁・空洞下端の近傍での空洞法線方向の動水勾配の経時変化を示した。これらの図に示す動水勾配の経時変化の傾向は、間隙水圧と同様に自然水封方式での解析結果と同じ傾向になる。ただし、水封ボーリングからの注水の影響により、動水勾配自体の値は、自然水封方式での解析結果に比べて高めの値となる。しかし、人工水封方式を採用した場合にも、加圧時に空洞天端・空洞側壁・空洞下端の近傍で、空洞内圧に伴い動水勾配の急激な低下を示す領域では短期間ではあるが動水勾配が負の値となる。

次に、空洞内圧の変化に伴う周辺岩盤内の空洞法線方向の動水勾配分布の変

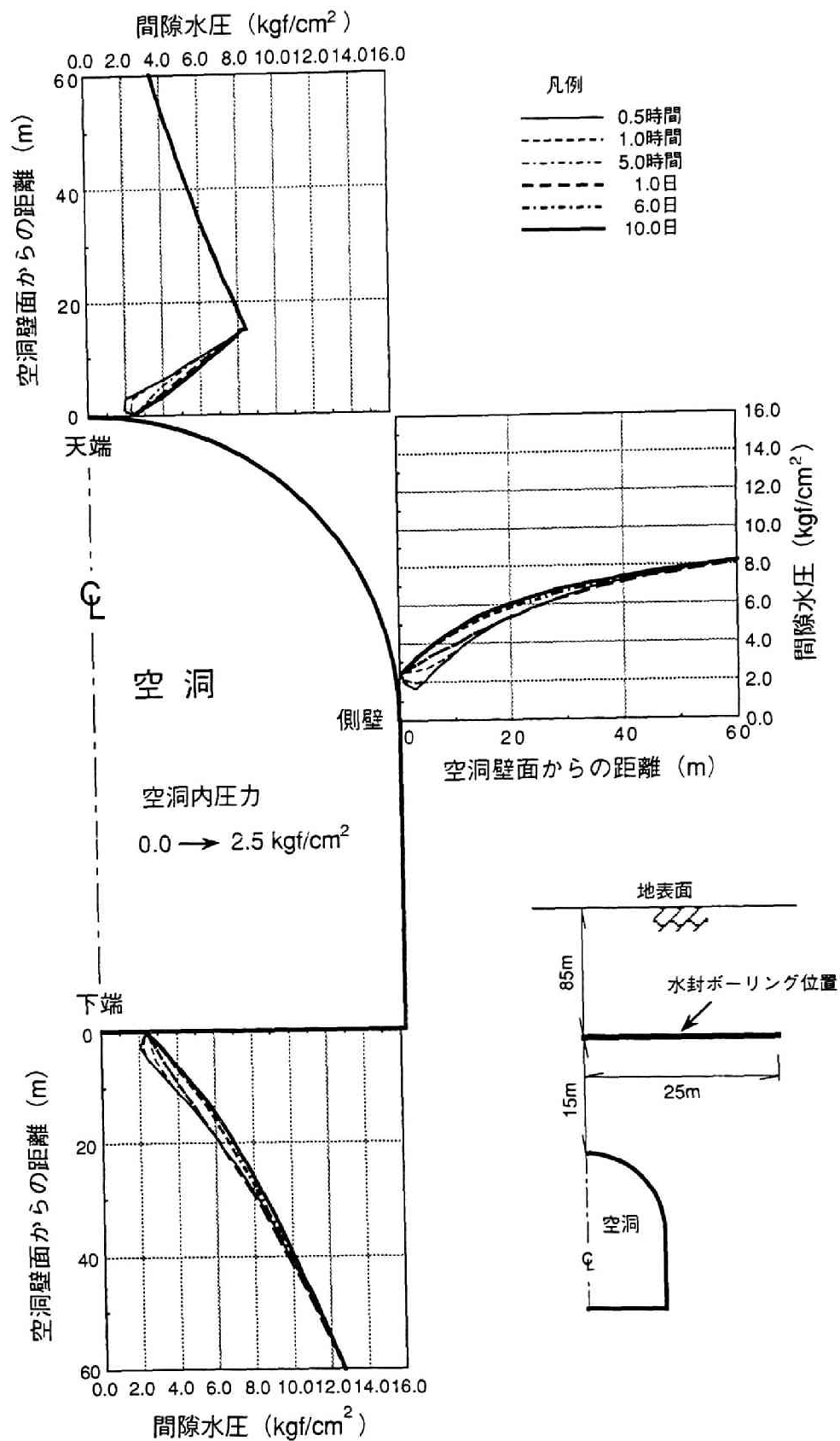


図 3. 3. 1 3 人工水封時の間隙水圧分布の経時変化
(空洞内圧力 0.0→2.5 kgf/cm²)

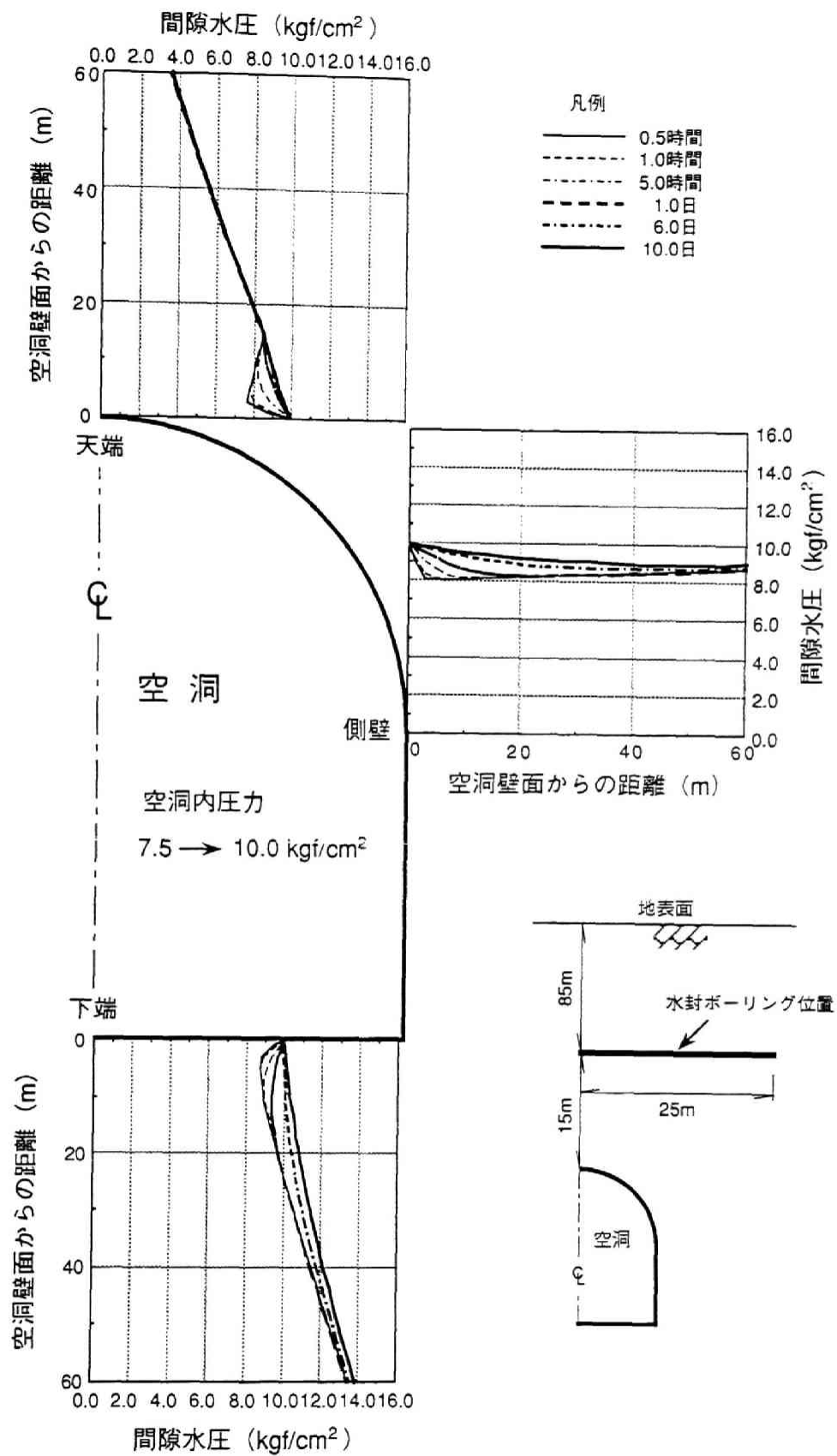


図 3. 3. 1 4 人工水封時の間隙水圧分布の経時変化
(空洞内圧力 7.5→10.0 kgf/cm²)

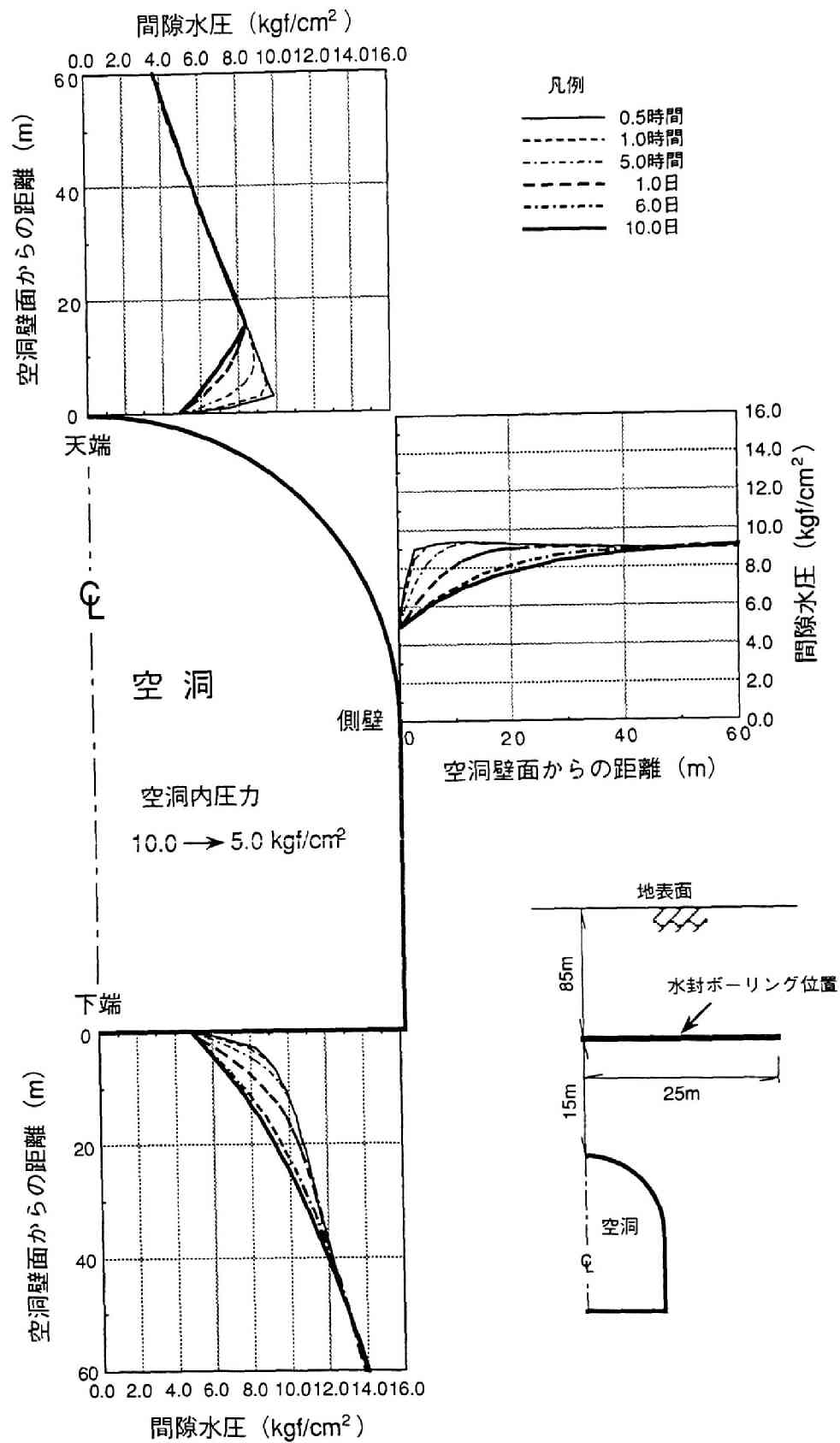


図 3. 3. 15 人工水封時の間隙水圧分布の経時変化
(空洞内圧力 10.0→5.0 kgf/cm²)

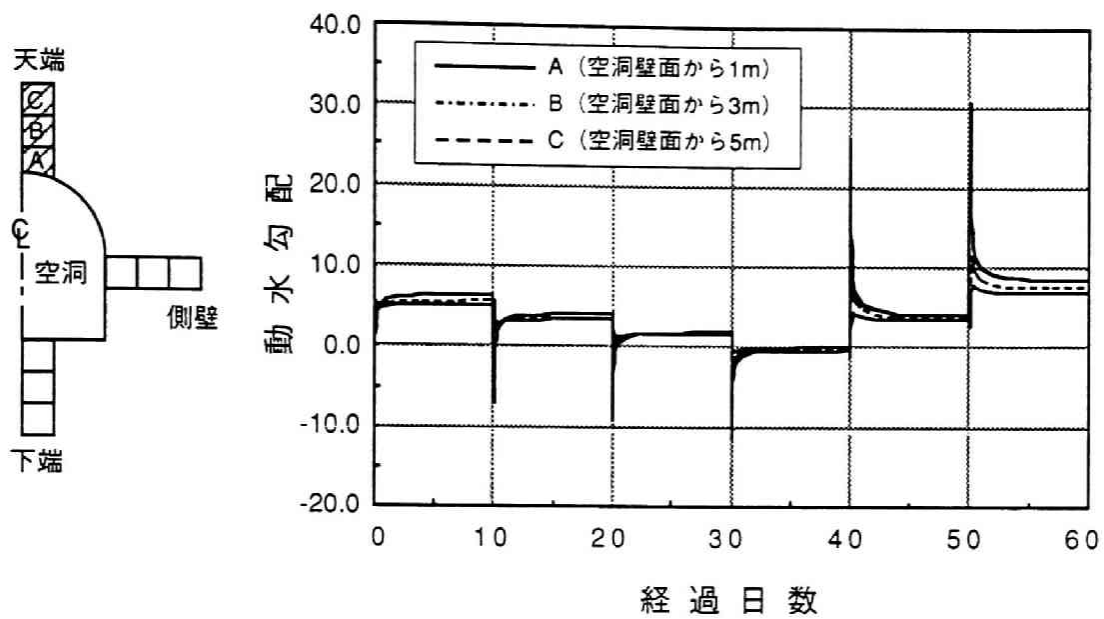


図 3. 3. 1 6 人工水封時の空洞法線方向の動水勾配の経時変化（空洞天端方向）

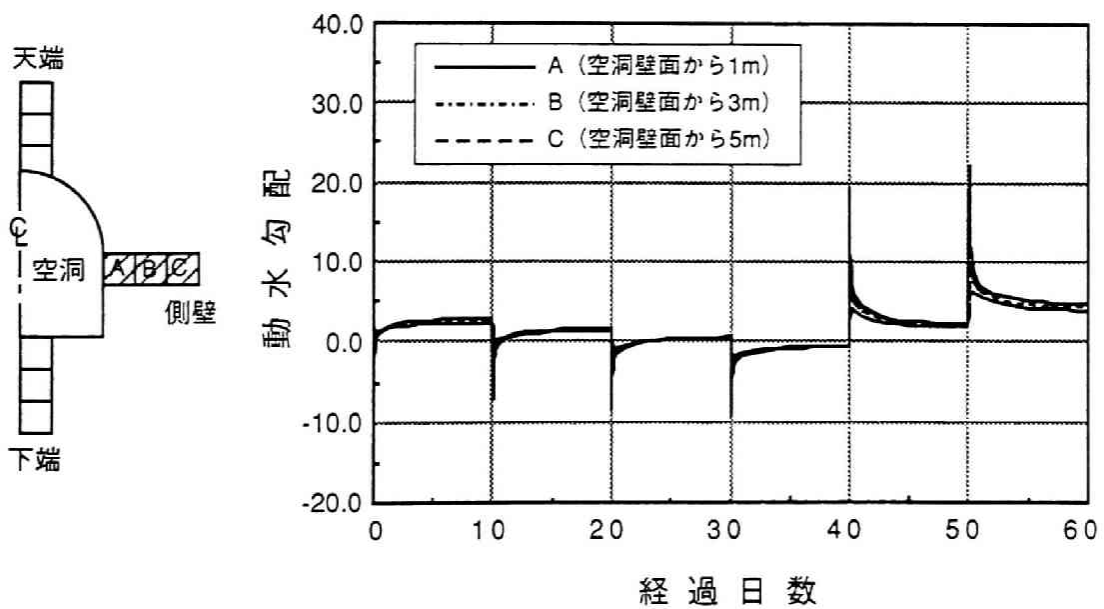


図 3. 3. 1 7 人工水封時の空洞法線方向の動水勾配の経時変化（空洞側壁方向）

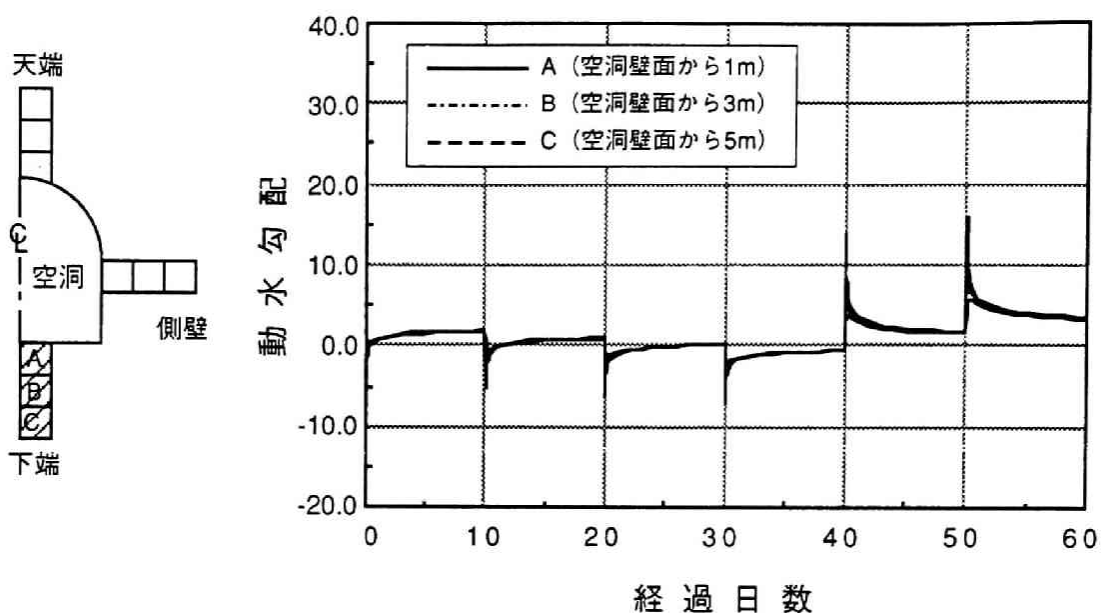


図 3. 3. 18 人工水封時の空洞法線方向の動水勾配の経時変化（空洞下端方向）

化を図 3. 3. 19～図 3. 3. 21 に示す。これらの動水勾配分布の経時変化図は、それぞれ空洞内圧が $0.0 \rightarrow 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $7.5 \rightarrow 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ の加圧過程および、 $10.0 \rightarrow 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ の減圧過程での、空洞天端方向・空洞側壁方向・空洞下端方向の動水勾配の変化を示したものである。これらの結果で、空洞天端方向での動水勾配の変化する範囲が空洞と水封ボーリングの間の領域に限定されることと、動水勾配の値自体が高くなることを除いて、自然水封の解析結果と動水勾配の変化傾向は同様である。

また、 $7.5 \rightarrow 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ の加圧段階での動水勾配の分布は、加圧後 10 日の状態で、自然水封方式の解析結果に比べて動水勾配の値は大きくなるが、空洞から約 20 m の範囲で負の値となっている。

ここで、自然水封方式での検討と同様に、各空洞内圧上昇段階毎での、加圧直後および加圧 10 日後の空洞天端での鉛直動水勾配と、二次元定常浸透流解析による定常状態の空洞天端での鉛直動水勾配の比較を図 3. 3. 22 に示す。

図 3. 3. 22 の鉛直動水勾配の比較結果に示すように、空洞加圧時には、動水勾配は、加圧直後が最小値となり、定常状態で最大値となる。そして、この人工水封方式の解析結果で、空洞加圧 10 日後の地下水挙動は、ほぼ定常状

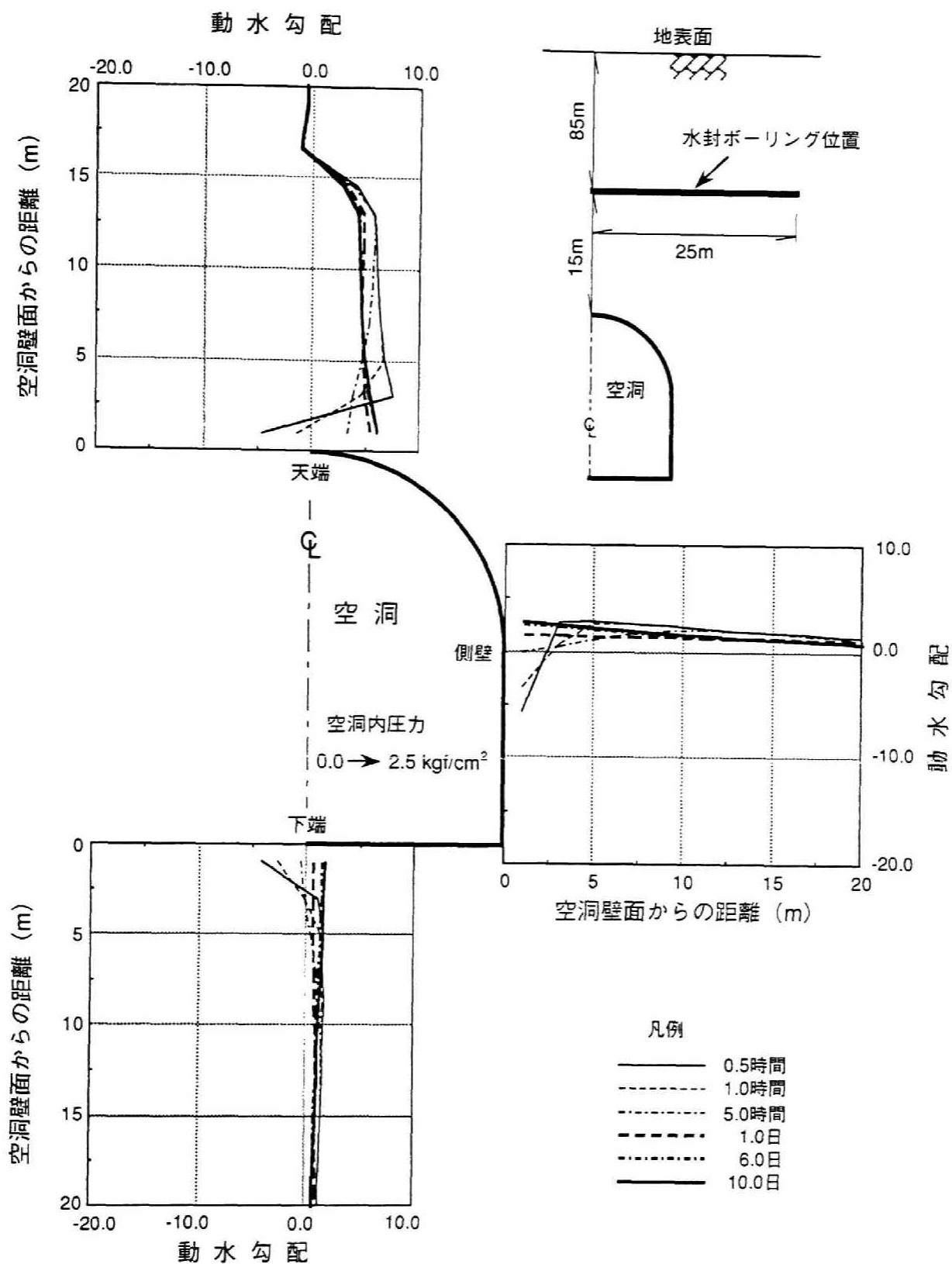


図 3. 3. 1 9 人工水封時の空洞法線方向の動水勾配分布の経時変化
(空洞内圧力 0.0→2.5 kgf/cm²)

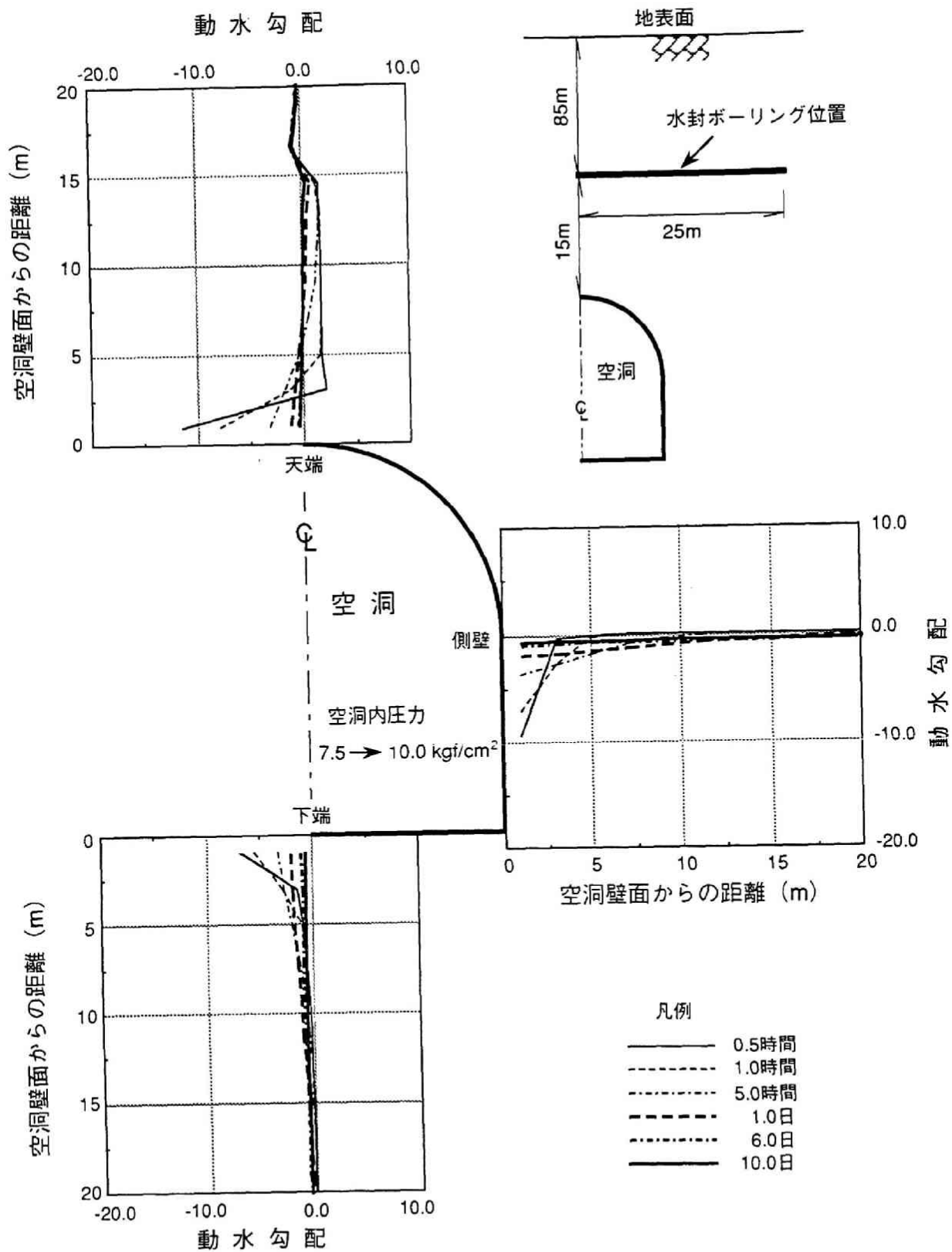


図 3. 3. 20 人工水封時の空洞法線方向の動水勾配分布の経時変化
(空洞内圧力 $7.5 \rightarrow 10.0 \text{ kgf/cm}^2$)

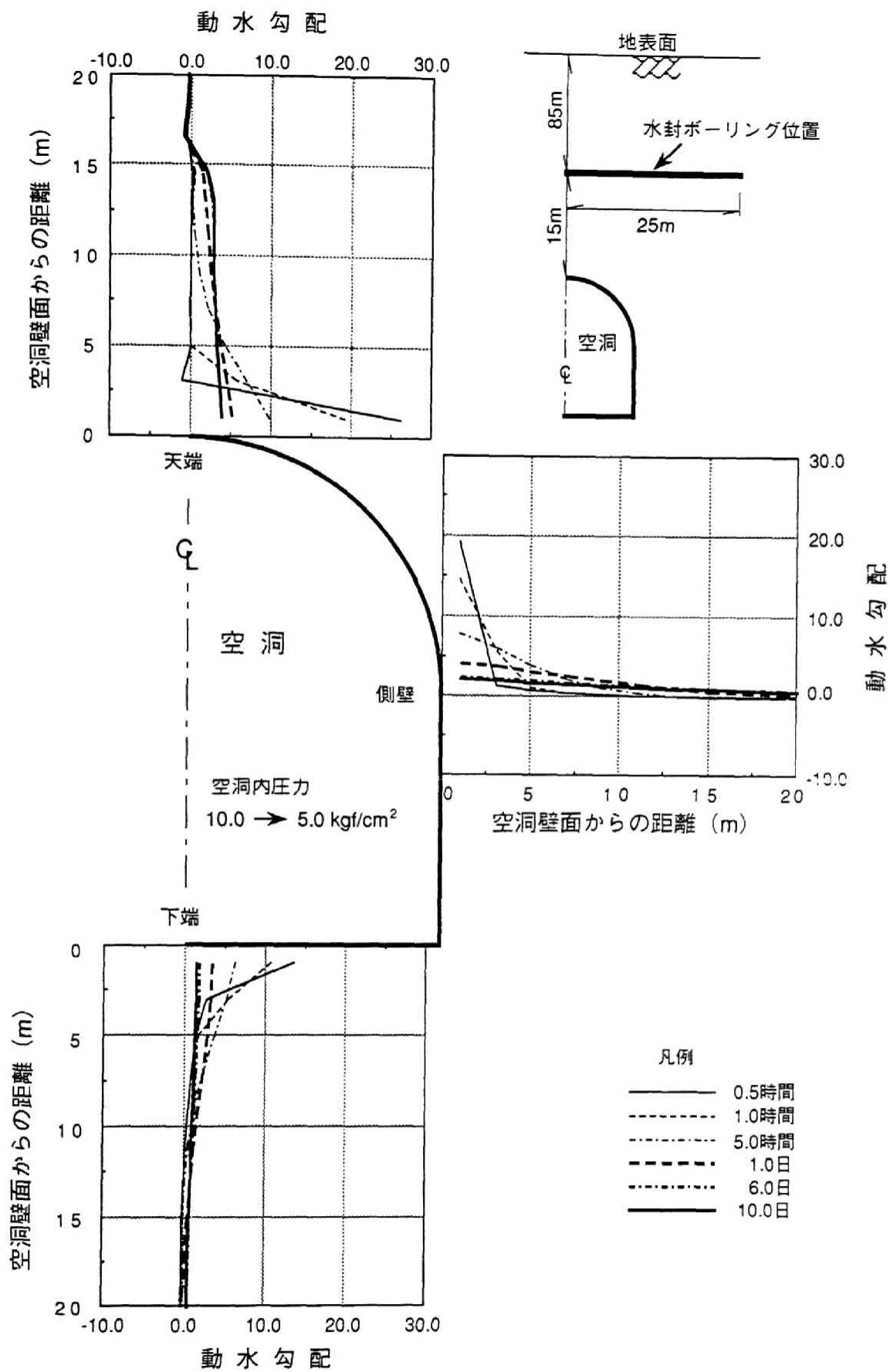


図 3. 3. 21 人工水封時の空洞法線方向の動水勾配分布の経時変化
(空洞内圧力 10.0→5.0 kgf/cm²)

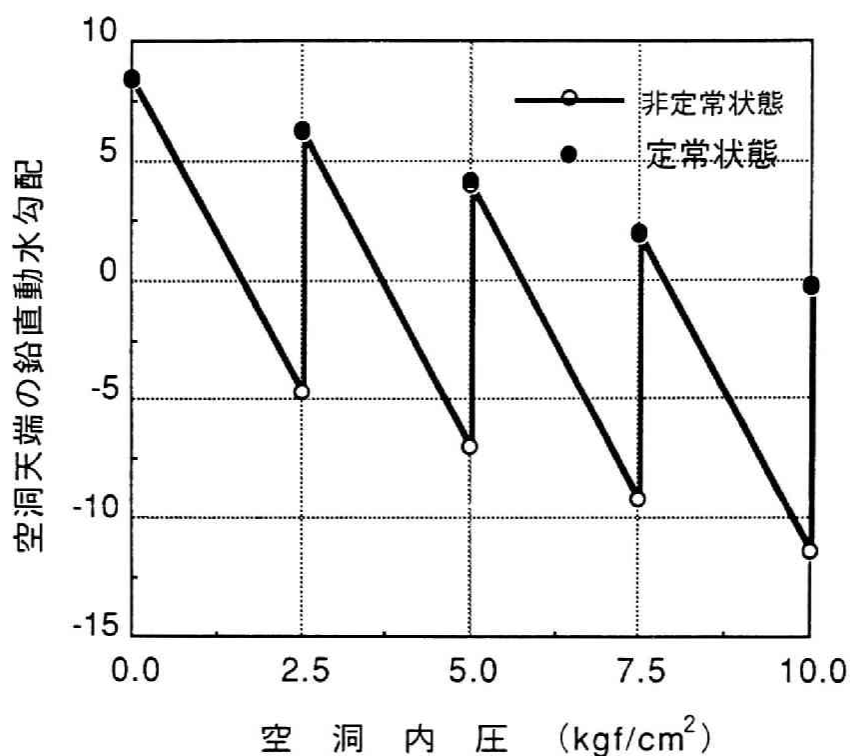


図 3. 3. 2 2 空洞天端での鉛直動水勾配の推移
(人工水封方式モデル)

態に到達している。これは、水封ボーリングの圧力境界の影響により、空洞周辺の間隙水圧挙動の変化が早期に終了するためである。このため、人工水封方式では、燃料の液密性・気密性を定常状態の動水勾配により判定するための前提条件である、空洞周辺の地下水挙動が定常状態に到達するまでの時間が短縮される。したがって、人工水封方式を適用することにより、設計段階で従来のように定常状態の動水勾配を判定の規準として適用することの妥当性が高くなる。

また、図 3. 3. 2 2 に示す結果より、空洞天端での鉛直動水勾配は、空洞内圧が約 9.0 kgf/cm^2 までは空洞内圧上昇直後には負の値となるが、定常状態に到達すれば、空洞の液密性を満足する正の値まで回復する。このため、空洞の設置深度が同じ場合には、人工水封方式の方が、自然水封方式に比べて大きい鉛直動水勾配を確保することが可能となる。

この結果より、人工水封方式を採用することにより、所定の鉛直動水勾配を確保する上で、自然水封方式に比べて燃料貯蔵空洞の設置深度を、ある程度浅く設定できる可能性がある。この可能性についての簡易的な検討として、駒田ら⁶⁾によって示された式 (1. 2. 1) に基づき、図 3. 3. 1 に示す水封設

備の構造系で、燃料貯蔵空洞の設置深度のみをパラメーターとした場合の平均的な動水勾配を算定する。この簡易式を用いた空洞深度をパラメーターとした場合の、空洞内圧変化に伴う平均的な動水勾配の変化は、図3. 2. 23に示すような傾向になる。つまり、同図に示すように、空洞内圧が低い場合には、人工水封方式で空洞の設置深度を浅くしても、同じ空洞内圧に対して自然水封方式よりも大きい動水勾配を確保することが可能である。しかし、空洞の設置深度を浅くすることで、水封水圧自体が小さくなるため、空洞内圧が上昇するにつれて、同じ空洞内圧に対して自然水封方式での動水勾配の方が人工水封方式に比べて大きくなる。

例えば、空洞での燃料の貯蔵内圧が 7.5kgf/cm^2 程度の場合には、自然水封方式に比べて空洞の設置深度を10m程度浅くすることが可能であると推定される。しかし、空洞の設置深度がそれ以上浅くなるにつれて、人工水封方式と自然水封方式での動水勾配が一致する空洞内圧が低下する。このように、人工水封方式により自然水封方式に比べて空洞の設置深度を浅くできる範囲は、空洞に貯蔵される燃料の圧力と水封水圧との関係により制約される。

次に、以上の自然水封方式および人工水封方式での、空洞内圧変化に伴う非定常状態での地下水挙動の解析結果に基づき、図3. 3. 1に示す構造系での、定常状態での解析結果より燃料の気密性・液密性について検討する。なお、この検討では、1. 2の既往の研究に示した、Åberg^{7), 8)}の提案する空洞天端での鉛直動水勾配が1.0を上回ることを判定規準とする。

図3. 3. 24に、FEMによる定常浸透流解析結果での空洞天端での動水勾配を示した。なお、同図には参考のために、駒田ら⁵⁾によって示された式(1. 2. 1)に基づく、空洞周辺の平均的な動水勾配の算定結果を併せて示した。

この結果に示すように、FEM解析結果での空洞天端の鉛直動水勾配が1.0を上回る空洞内圧は、それぞれ自然水封方式では約 5.0kgf/cm^2 、人工水封方式では約 8.5kgf/cm^2 程度と推定される。したがって、燃料貯蔵用空洞の設置深度が同じ場合には、人工水封方式の方が、自然水封方式に比べて高い空洞内圧に対して気密性を確保することが可能である。なお、空洞内圧が 10.0kgf/cm^2 の場合には、水封ボーリング位置での静水圧である水封水圧の効果が失われるため、人工水封方式と自然水封方式での鉛直動水勾配の算定値はほぼ一致した結果となる。

一方、参考のために示した、式(1. 2. 1)に基づく平均的な動水勾配は、FEM解析結果と定量的には一致しない。特に、空洞内圧を 10.0kgf/cm^2 の場合には、式(1. 2. 1)に基づく平均的な動水勾配は、FEM解析結果と異な

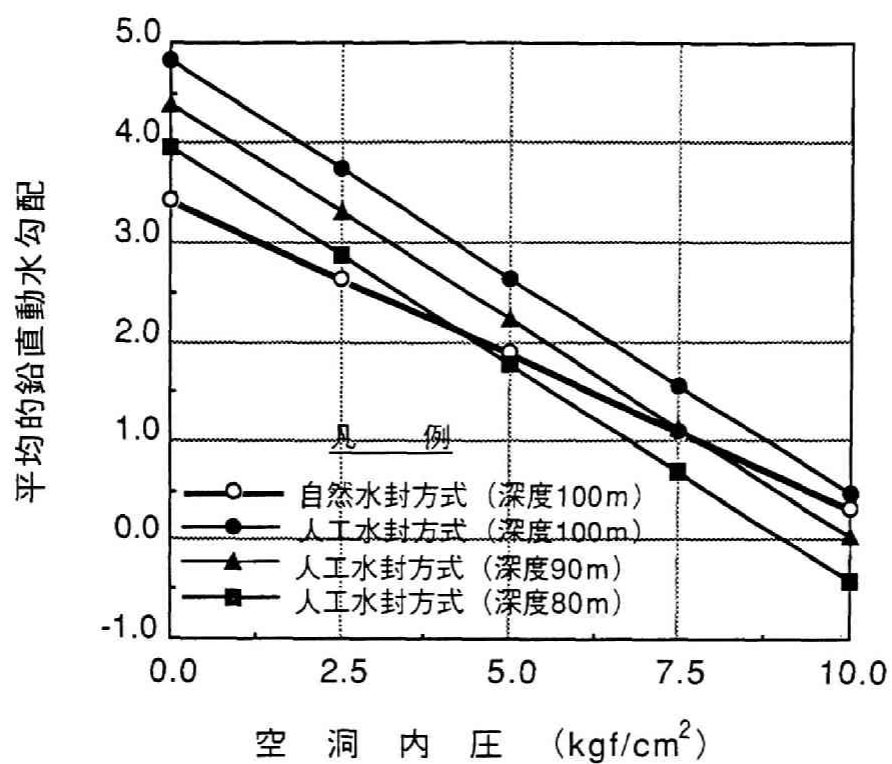


図 3. 3. 2 3 空洞設置深度に伴う平均的動水勾配の推移

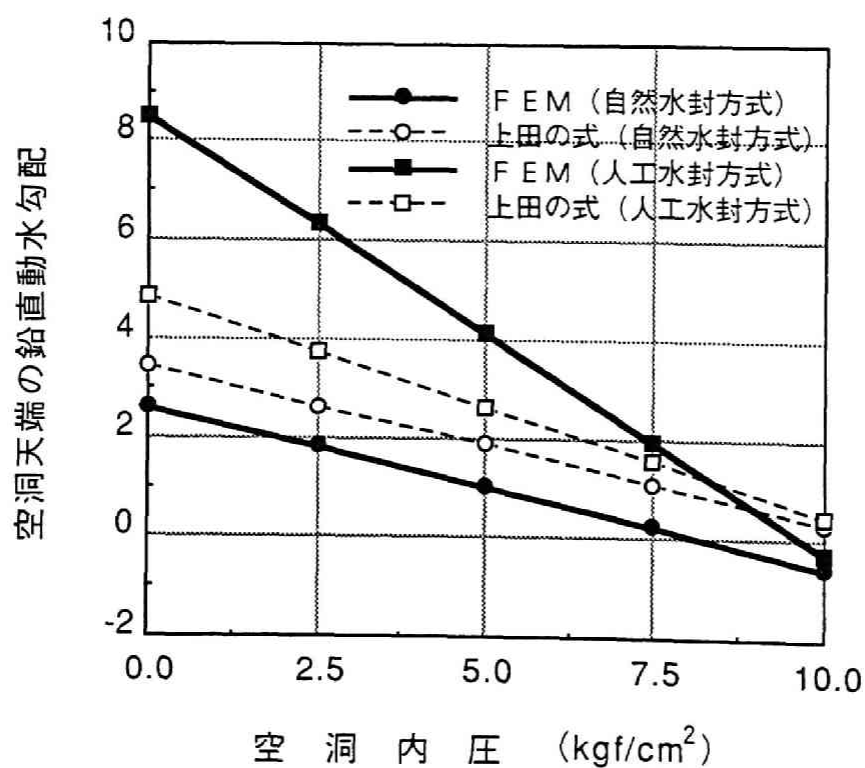


図 3. 3. 2 4 空洞天端の定常状態での鉛直動水勾配の比較

り正の値となる。このため、式（1. 2. 1）に基づく液密性・気密性の判定は過大評価になる。

したがって、式（1. 2. 1）は、水封式燃料貯蔵施設の液密性・気密性の判定のための規準式ではなく、あくまで人工水封方式での水封設備の諸元を定めるための簡易式に留めるものと位置付けるべきである。

以上の検討結果より、加圧方式による水封式燃料貯蔵施設での燃料の液密性・気密性の設計には、一般的な条件を考慮できるFEM解析を適用すべきである。また、その解析手法としては、燃料貯蔵前の空洞周辺の地下水挙動が定常状態に到達していることを前提条件として、二次元定常浸透流解析手法が適用可能である。

（2）材料の物性値による地下水挙動の比較

（1）では、加圧方式での水封式燃料貯蔵施設での、燃料貯蔵前の空洞周辺の非定常的な地下水挙動について検討を加えた。本節では、3. 2. 2での掘削問題での検討と同様に、材料の物性値による空洞加圧に伴う地下水挙動の相違について、図3. 3. 1に示す自然水封モデルを用いて検討する。なお、この検討には、式（2. 3. 28）に示す有限要素法により定式化した応力・浸透連成解析手法を適用する。

また、比較のために、非定常浸透流解析を実施し、空洞加圧に伴う地下水挙動を、間隙水と変形の連成効果の地下水挙動に及ぼす影響について検討する。

（a）解析条件

本検討では、空洞加圧に伴う地下水挙動の材料の物性による相違について基本的な検討を行うため、図3. 3. 2のモデル図に示す空洞加圧過程の内、一回の加圧（0.0→2.5kgf/cm²）に伴う地下水挙動について着目する。

また、解析ケースは、硬岩から堆積軟岩までの材料を想定し、変形係数Eが100,000、10,000、1,000kgf/cm²の3ケースとした。それぞれのケースに対する解析用物性値は、表3. 3. 3に示すように設定した。

表3. 3. 3に示す物性値の内、浸透流解析に適用する比貯留係数は、応力・浸透連成解析との対応を図るために、式（2. 2. 27）に基づき算定した。なお、この比貯留係数の算定で、間隙水の圧縮率 c_w および土粒子実質部分の圧縮率 c_s は、それぞれ $48 \times 10^{-6} 1/(kgf/cm^2)$ および $2 \times 10^{-6} 1/(kgf/cm^2)$ と設定した。

また、透水係数は、3. 2. 2（3）での検討と同様に、従来の原位置計測結果での岩盤としての平均的な透水係数は、 $10^{-6} cm/sec$ のオーダーであることから、本検討では、表3. 3. 3に示すように、間隙率の変化に関わらず一定

表 3. 3. 3 解析用物性値一覧表

変形係数 E	ポアソン比 ν	透水係数 k	間隙率 n	比貯留係数 S_s
100,000	0.25	1.0×10^{-6}	0.05	1.703×10^{-8}
10,000	0.30	1.0×10^{-6}	0.30	1.338×10^{-7}
1,000	0.35	1.0×10^{-6}	0.50	9.233×10^{-7}

単位 (kgf/cm²)

単位 (cm/sec)

単位 (1/cm)

$$S_s = \gamma_w \left[c_b + n c_l - \{ n c_b + c_s \} \left(\frac{c_s}{c_b} \right) \right] \quad \text{式 (2. 2. 27 参照)}$$

値とした。

次に、初期応力分布および初期間隙水圧分布は、地表面を原点とした有効土被り圧による等方応力、静水圧を仮定した条件で、空洞を掘削した解析結果での定常状態を採用した。

(b) 解析結果および考察

各変形係数に対する応力・浸透連成解析と浸透流解析の解析結果として、空洞天端方向の間隙水圧分布の経時変化を図 3. 3. 25～図 3. 3. 27 に示す。

これらの図に示すように、空洞内圧上昇に伴う空洞周辺の間隙水圧は、変形係数が大きいほど早く上昇し、変形係数が小さくなるに連れて、その上昇する速さが遅くなる傾向を示す。このため、変形係数が数万 kgf/cm² 以上の硬岩中に建設された地下空洞では、空洞加圧に伴う空洞周辺の地下水挙動は、比較的短期間の内に定常状態に達する。これに対して、変形係数が数千 kgf/cm² 程度の軟岩中に掘削された地下空洞では、空洞加圧に伴う空洞周辺の地下水挙動が定常状態に到達するには長時間を要する。このように、透水係数を一定と仮定した場合に、空洞内圧上昇に伴う間隙水圧変化の早さは、材料の変形係数により大きく異なる。また、この空洞内圧上昇に伴う間隙水圧変化の早さが、材料の変形係数に依存する傾向は、浸透流解析結果および応力・浸透連成解析結果ともに同様である。

したがって、対象とする岩盤の変形係数が、10,000 kgf/cm² から数万 kgf/cm² と大きくなるに連れて、(1) に示した加圧方式による水封式燃料貯蔵施設での気密性を、定常状態の解析結果を適用し設計することの妥当性が高くなる。一

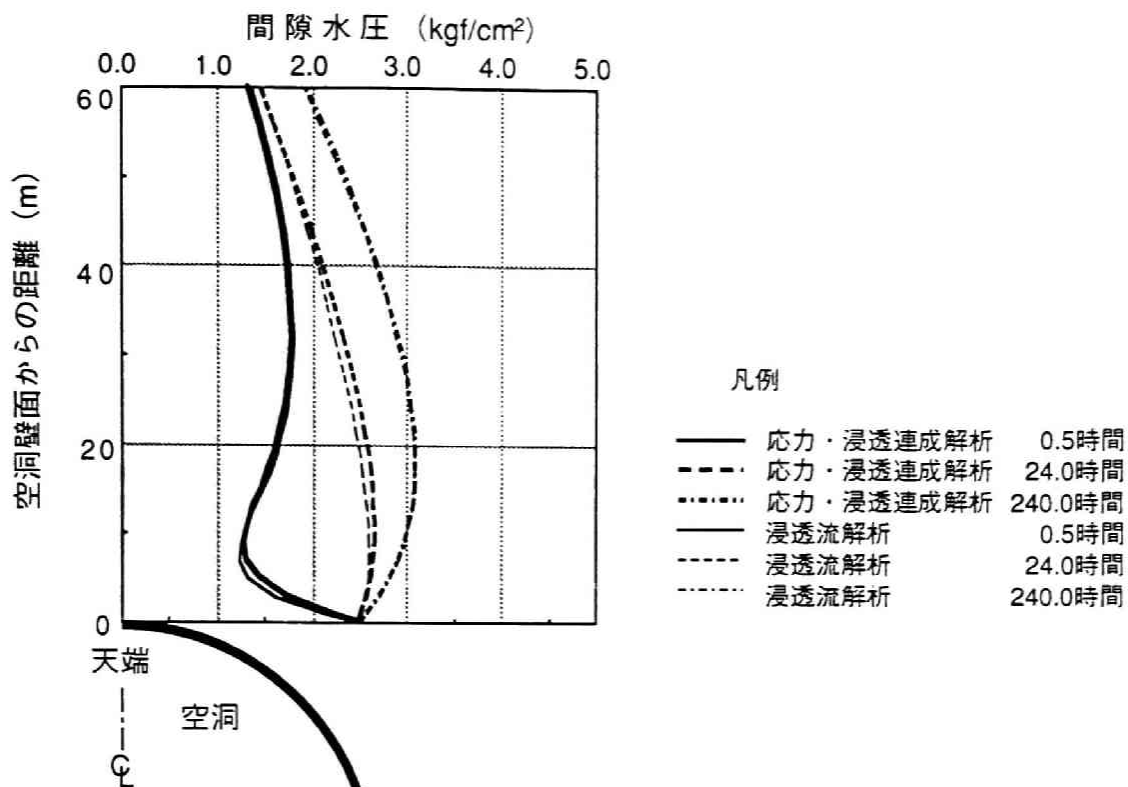


図 3. 3. 2 5 空洞天端方向の間隙水圧分布の比較
(変形係数 $E=100,000 \text{ kgf/cm}^2$)

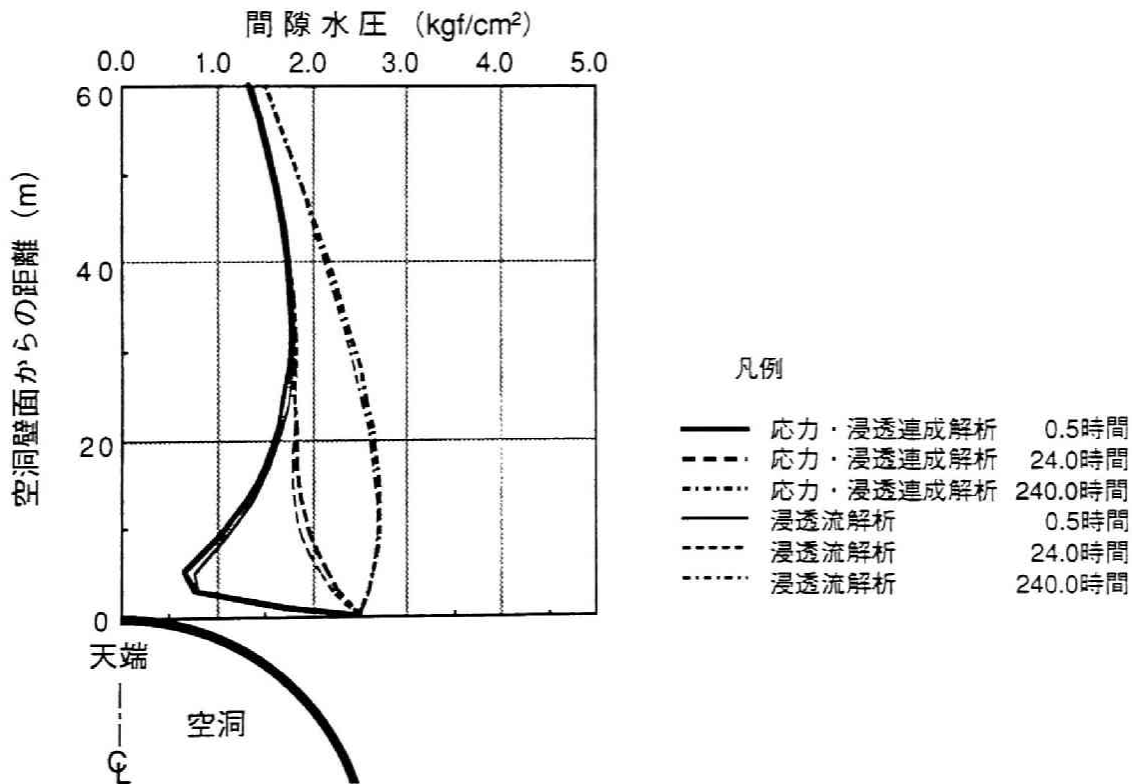


図 3. 3. 2 6 空洞天端方向の間隙水圧分布の比較
(変形係数 $E=10,000 \text{ kgf/cm}^2$)

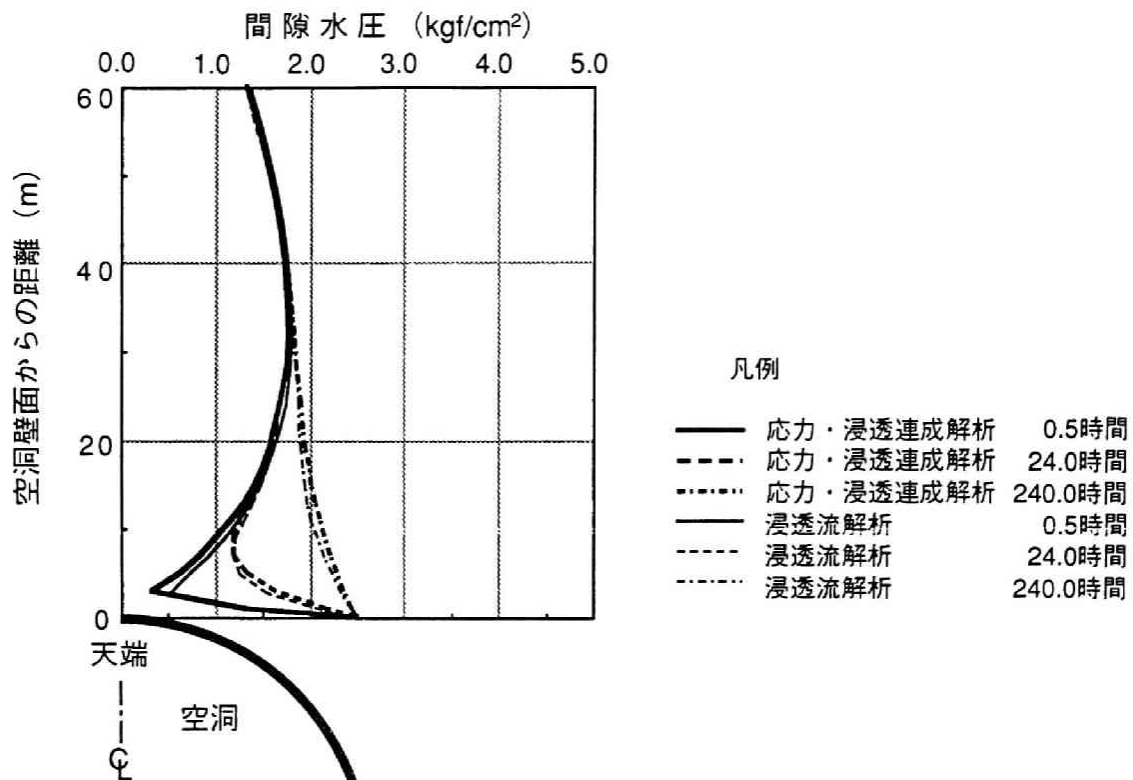


図 3. 3. 2 7 空洞天端方向の間隙水圧分布の比較
(変形係数 $E=1,000 \text{ kgf/cm}^2$)

方、対象とする岩盤の変形係数が数千 kgf/cm^2 程度の場合には、定常解析の結果を加圧方式での貯蔵燃料の気密性の判定規準とするためには、空洞加圧後長時間の放置期間を要することに留意する必要がある。

なお、図 3. 3. 2 5～図 3. 3. 2 7 に示すように、それぞれの解析手法を適用した場合の、空洞内圧上昇後の同時間での間隙水圧分布を比較すると、両解析結果の相違はわずかなものとなっている。また、この両解析手法を適用した結果での間隙水圧分布の相違が小さい傾向は、いずれの変形係数を適用した場合にも同様である。

この傾向をより詳細に検討するために、両手法による解析結果での、空洞天端から1m、3m、5m、11mの位置での間隙水圧の経時変化の比較を、図 3. 3. 2 8～図 3. 3. 3 1 に示した。

これらの図に示すように、両解析結果での間隙水圧の経時変化の相違は、いずれの変形係数の場合にも、図 3. 3. 2 5～図 3. 3. 2 7 に示す間隙水圧分布の比較結果と同様に、工学的な判断としてはわずかな量である。ただし、その相違は、いずれの変形係数の場合にもほぼ同様な傾向にある。すなわち、空洞内圧変化直後には、浸透流解析結果の方が早く上昇するが、時間が経過するに連れて、応力・浸透連成解析結果の方の上昇量が上回り、両者の間隙水圧

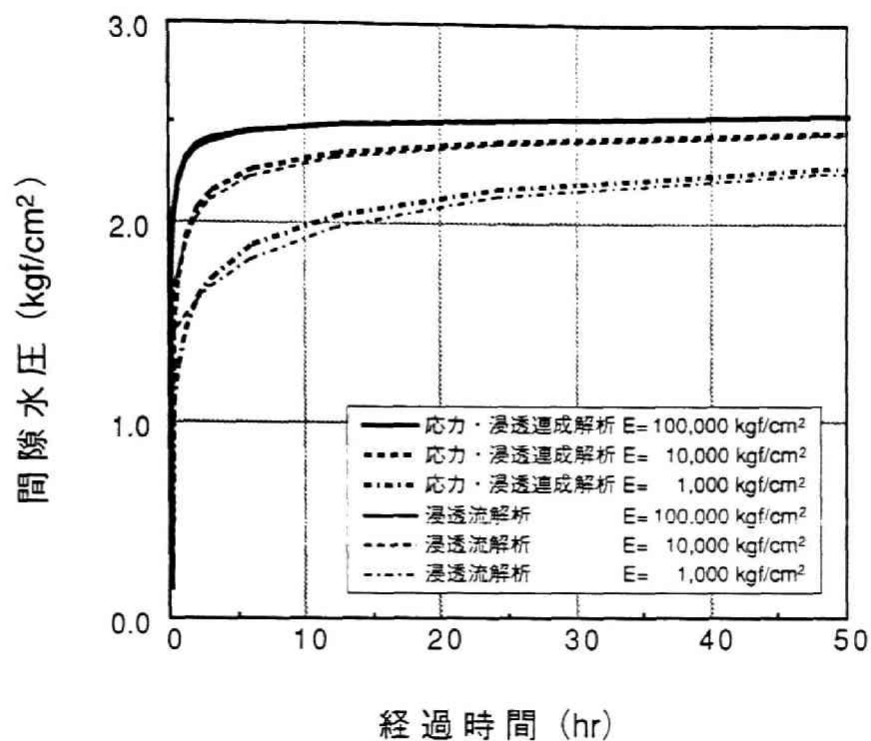


図 3. 3. 2 8 空洞天端方向の間隙水圧の経時変化
(空洞壁面から1m)

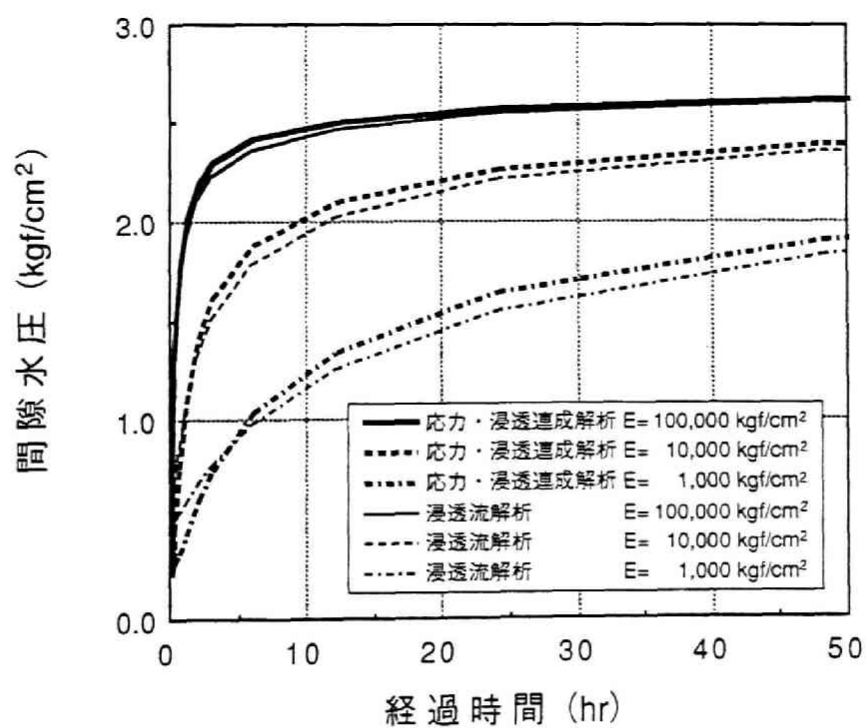


図 3. 3. 2 9 空洞天端方向の間隙水圧の経時変化
(空洞壁面から3m)

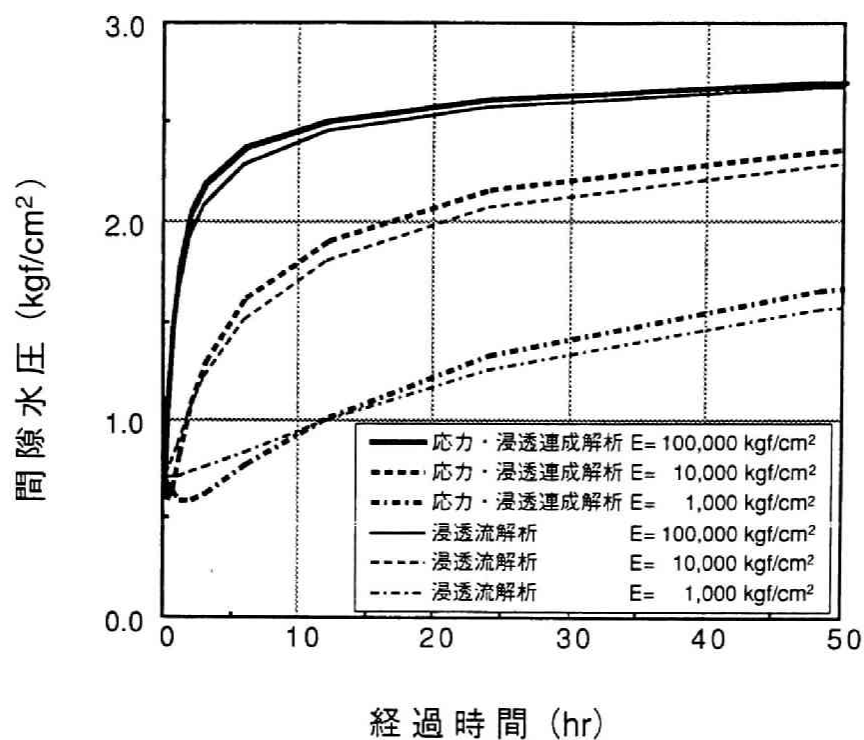


図 3. 3. 3 0 空洞天端方向の間隙水圧の経時変化
(空洞壁面から5m)

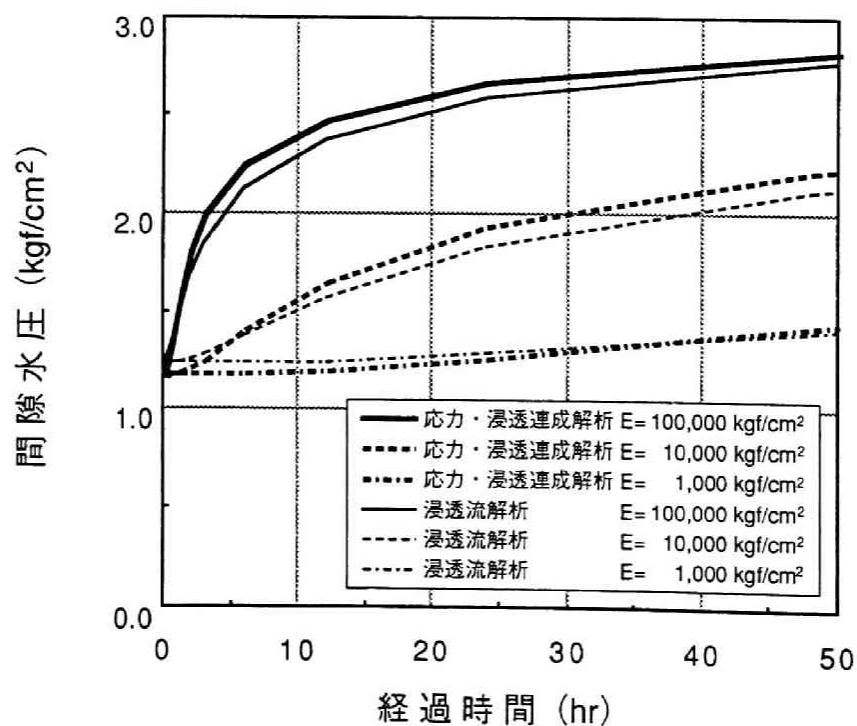


図 3. 3. 3 1 空洞天端方向の間隙水圧の経時変化
(空洞壁面から11m)

の算定結果の大小関係が逆転する。この傾向は、変形係数が $1,000\text{kgf/cm}^2$ のように小さい場合および、空洞天端からの距離が離れた場合に明確になる。ただし、変形係数が $100,000\text{kgf/cm}^2$ のように大きく、空洞天端からの距離が近い場合には、この傾向は明確には現れていない。

この原因は、後者の変形係数が $100,000\text{kgf/cm}^2$ のように大きく、空洞天端からの距離が近い場合には、間隙水圧の変化が早く生じ、両解析結果の相違はわずかなものとなるためである。しかし、例えば、変形係数が $100,000\text{kgf/cm}^2$ の場合でも、空洞天端からの距離が 5m 、 11m と離れるに従って、間隙水圧変化が緩やかになるため、両解析結果での間隙水圧の変化傾向の相違が明確になってくる。同様に、変形係数が $1,000\text{kgf/cm}^2$ のように小さく、空洞天端からの距離が離れた場合には、間隙水圧変化が緩やかに生じるため、両解析結果での間隙水圧の変化傾向の相違がより明確になる。

このような空洞内圧変化に伴う間隙水圧変化の両解析結果での相違の要因は、3. 2. 2 (3) に示した逐次掘削過程を考慮した掘削問題とは、空洞内圧変動に伴う周辺応力の変化の状況が異なることによる。すなわち、空洞に内圧が作用する条件の下では、3. 2. 1 に示したように外乱発生直後の空洞周辺の応力変化は、円孔モデルのアナロジーとして、平均主応力 σ_m の変化は小さくせん断応力成分の変化が卓越する。

ここで、空洞内圧変化に伴う平均主応力 σ_m の変化傾向を明確にするために、各変形係数に対する、空洞周辺の平均主応力 σ_m の経時変化を図3. 3. 3 2～図3. 3. 3 4に示す。

これらの図に示すように、空洞内圧変化に伴う平均主応力 σ_m は、変形係数が大きいほど早く減少する。そして、この平均主応力 σ_m は、同じ変形係数に対しては、空洞近傍ほど早く減少し、空洞から離れるに従い遅れて減少する。例えば、図3. 3. 3 2に示す変形係数 $1,000\text{kgf/cm}^2$ の場合には、空洞天端から 1m 、 3m 、 5m 、 11m の位置での平均主応力 σ_m の時間変化がほぼ一定になるまでの経過時間は、空洞から離れるに連れて長くなっている。このため、空洞からの距離によって、拡散方程式型の浸透流解析の矛盾点である、平均主応力 σ_m の時間変化が近似的に一定と見なされるまでの時間に相違が生じる。

以上の検討結果より、浸透流解析結果での空洞内圧変化に伴う間隙水圧変化は、平均主応力 σ_m の時間変化およびその変化の場所的な相違を無視した、平均的な空洞内圧変化に対する応答を示すものである。これに対して、応力・浸透連成解析結果での空洞内圧変化に伴う間隙水圧変化は、平均主応力 σ_m の時間変化の場所的な相違を反映した応答を示すものである。したがって、図3. 3. 2 8～図3. 3. 3 1に示す間隙水圧の経時変化の相違は、この両解析手

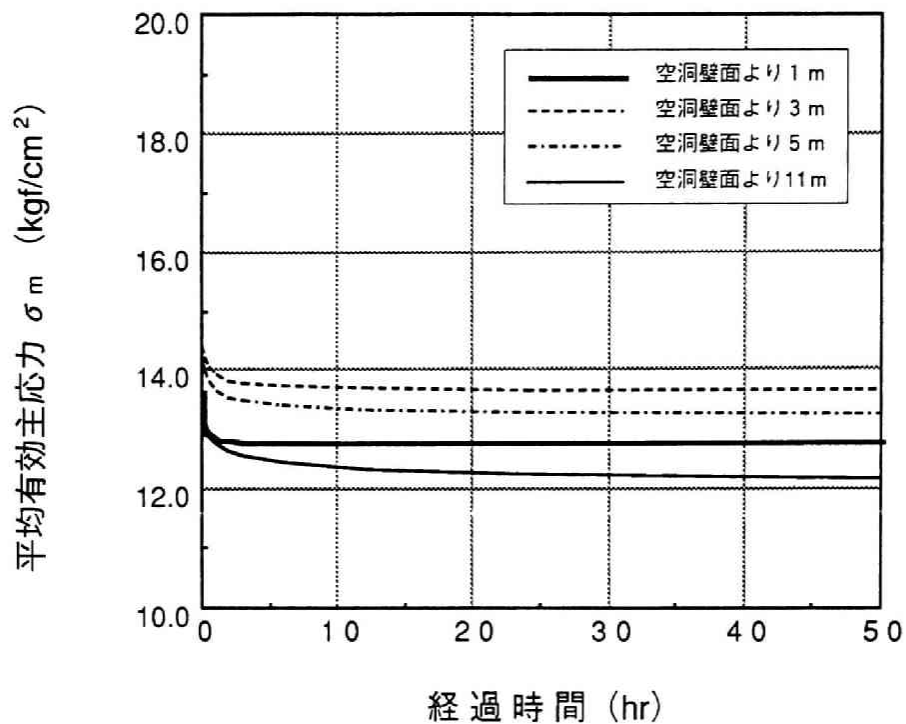


図 3. 3. 3 2 空洞天端方向の平均主応力 σ_m の経時変化
($E=100,000 \text{ kgf/cm}^2$)

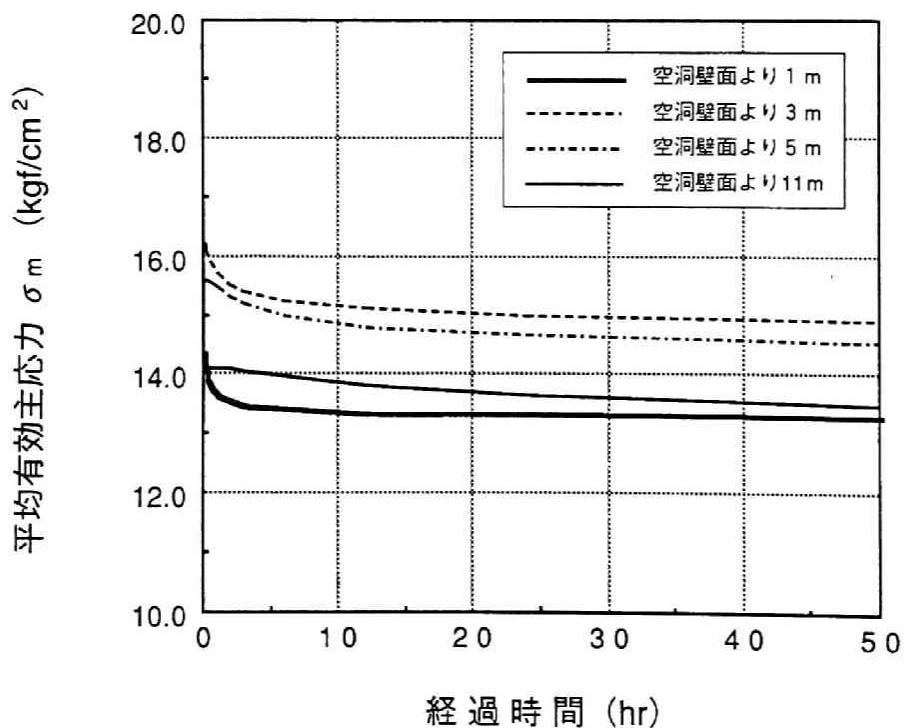


図 3. 3. 3 3 空洞天端方向の平均主応力 σ_m の経時変化
($E=10,000 \text{ kgf/cm}^2$)

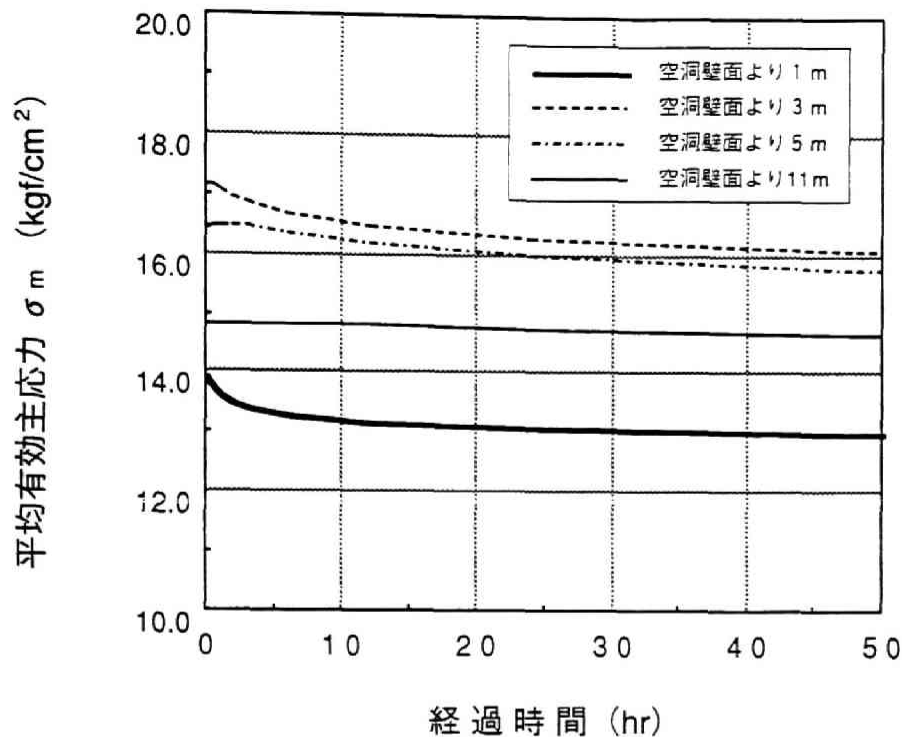


図 3. 3. 3 4 空洞天端方向の平均主応力 σ_m の経時変化
($E=1,000 \text{ kgf/cm}^2$)

法での平均主応力 σ_m の時間変化の取り扱いの相違に起因するものである。

このように、厳密な意味では、平均主応力 σ_m の時間変化の場所的な相違により、浸透流解析手法と応力・浸透連成解析手法による空洞内圧変化に伴う間隙水圧の算定結果は異なるものとなる。ただし、変形係数の相違に関わらず、本質的に空洞内圧変化に伴う平均主応力 σ_m の時間変化は小さいため、両解析手法による空洞周辺の間隙水圧分布変化の相違は、図 3. 3. 2 5～図 3. 3. 2 7 に示すように小さくなる。

したがって、空洞内圧変化に伴う間隙水圧挙動は近似的に浸透理論でも表現される。ただし、拡散方程式型の浸透理論の矛盾点である、平均主応力 σ_m の時間変化は、わずかではあるが一定にはなっていない。このため、浸透流解析を基本とした非連成解析により算定される応力状態は、応力・浸透連成解析による算定結果と異なるものとなる。

3. 4 地下水挙動の評価手法の選定

3. 2 および 3. 3 では、地下水制御の概念の大規模地下構造物への適用事例として、加圧方式による水封式燃料貯蔵施設を取り挙げ、この施設の設計を

行うために、以下の各段階での地下水挙動の評価に対して検討を加えた。

1) 地下構造物建設時（掘削過程）の地下水挙動

2) 地下構造物建設後の地下水制御時（空洞加圧過程）の地下水挙動

また、この検討では、1)、2)のそれぞれの問題に対して、境界値問題としての特徴を明確にするとともに、変形係数をパラメーターとした場合の材料の物性値の解析結果に及ぼす感度について示した。

これらの検討結果より、地下空洞掘削時および地下空洞加圧時の地下水挙動の評価について得られた知見は、以下のように要約される。

- ① 外乱に伴う地下水挙動の評価には、厳密な意味では、式（2. 3. 28）に示す有限要素法により定式化した応力・浸透連成解析手法を適用すべきである。
- ② ただし、工学的な判断として、境界値問題としての特性および材料の物性値によっては、設計にはこの解析手法を簡素化した方法を適用可能な場合がある。

本節では、以上の検討結果に基づき、境界値問題としての特徴および材料の物性値による解析結果に対する感度を考慮し、1)、2)の問題での地下水挙動を合理的に評価するための解析手法の選定について検討する。さらに、その解析手法の選定方法に基づき、地下水制御の大規模地下構造物への適用例である水封式燃料貯蔵施設を設計する上での、地下水挙動評価のフローを示す。

3. 4. 1 地下水挙動の評価手法の分類

ここでは、地下空洞掘削時および地下空洞加圧時の地下水挙動評価で、応力・浸透連成解析手法を基本とし、その検討目的に応じた評価手法の分類について検討する。

（1）地下構造物建設時の地下水挙動の評価手法

二次元平面ひずみ場の解析での有効応力径路は、特性曲線法を用いても、逐次掘削過程を考慮した解析結果と比べ、破壊規準に接近した側から最終状態に到る有効応力径路を追跡することになる。このため、二次元解析結果は、設計的には安全側の結果を与えることになるが、実現象と異なる応力径路を追跡していることに留意する必要がある。また、応力解析で三次元的な切羽の進行を二次元場で近似的にモデル化する特性曲線は、地盤・岩盤の透水性および掘削早さに依存するため、間隙水圧の変化を考慮した有効応力解析では一意的に定めることはできない。さらに、切羽面は、その近傍のトンネル壁面よりも早い段階に破壊規準に接近する応力的に厳しい状態となり、その中でも切羽面の中

央部付近が、最も危険な応力状態の発生する領域となる。

以上の検討結果より、地下空洞掘削に伴う非定常的な間隙水圧および有効応力の変化を詳細に検討する場合には、逐次掘削による切羽の進行の影響を考慮した軸対称あるいは三次元応力・浸透連成解析手法を適用する必要がある。

ただし、3.2.2に示した検討結果より、簡便的に掘削に伴う間隙水圧変化、有効応力変化をそれぞれ独立に評価する上では、以下のような理由により応力・浸透連成解析手法を簡素化した解析手法が適用可能となる。

まず、掘削に伴う間隙水圧変化は、3.2.2(3)の材料の物性値による地下水挙動の比較に示したように、切羽の進行を考慮した応力・浸透連成解析結果と浸透流解析結果で、掘削直後を除いてその相違はわずかである。また、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の硬岩の場合には、掘削の後比較的短時間の内に間隙水圧は定常状態になるため、両解析手法による解析結果は一致する。

したがって、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の硬岩での掘削に伴う地下水挙動は、工学的な近似として、逐次掘削段階毎での各構造系に対する定常浸透流解析により評価可能である。これに対して、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以下の岩盤での掘削に伴う地下水挙動は、逐次掘削による切羽の進行の影響を考慮した軸対称あるいは三次元応力・浸透連成解析手法を適用する必要がある。

ここで、掘削に伴う地下水挙動が定常浸透流解析により評価可能となる判定規準を変形係数の値としたが、本来、間隙水圧の変化の早さは、2.3.1に示したように変形係数と透水係数の積となる圧密係数に支配される。ただし、一般的な岩盤での平均的透水係数を $1.0 \times 10^{-6}\text{cm/sec}$ 程度と仮定し、3.2.2(3)の検討結果より、掘削に伴う地下水挙動評価に定常浸透流解析が適用可能と判定するパラメーターとして変形係数を選定した。このため、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上という判定規準は、あくまで透水係数を一定と仮定した場合の、地下水挙動の評価手法を工学的な判断として選定するための一応の目安値である。

次に、掘削に伴う空洞壁面の有効応力変化は、3.2.2の逐次掘削解析の検討に示したように、以下のような傾向になる。

すなわち、二次元解析結果での有効応力経路の最終定常状態は、図3.2.18、図3.2.39および図3.2.40に示すように、それぞれ軸対称解析および三次元解析での有効応力経路の最終定常状態と一致する傾向にある。また、この有効応力経路の最終定常状態は、図3.2.39および図3.2.40に示すように、透水性の相違に関わらずほぼ一致した結果となる。しかも、軸対称場、三次元場での逐次掘削過程を考慮したいずれの解析結果でも、掘削後の最終定常状態での応力状態が、既往のMohr-CoulombあるいはDrucker-Prager

等の破壊規準を想定した場合には最も厳しい応力状態となる。

この有効応力径路についての検討結果より、地下構造物の安定性についての簡易的な設計は、掘削後の最終定常状態のみに着目することで可能である。

つまり、地下構造物の安定性について検討する簡易的な解析手法としては、二次元平面ひずみ場のモデルで、山上ら¹⁴⁾の方法による非連成解析手法が適用可能である。この手法では、有効応力に基づく掘削解析結果に、定常浸透流解析より算定される浸透力を物体力とした応力解析結果を重ね合わせることで、掘削後の最終定常状態での応力状態が算定される。

ただし、この手法は、最終定常状態の応力状態を求める場合にのみ適用可能である。そして、この手法を非定常状態の応力状態の算定に適用した場合には、3. 2. 2 (3)での検討に示したように、応力・浸透連成解析結果と異なる結果になることに留意する必要がある。

(2) 地下水制御時の地下水挙動の評価手法

地下空洞の内圧変化に伴う非定常的な間隙水圧および有効応力の変化を詳細に検討する場合には、掘削問題と異なり構造系が変化せず内圧が一様に作用するため、二次元平面ひずみ場での応力・浸透連成解析手法が適用可能となる。

ただし、空洞内圧変化に伴う間隙水圧変化は、3. 3. 2 (3)の材料の物性値による地下水挙動の比較に示したように、応力・浸透連成解析結果と浸透流解析結果での相違はわずかである。また、掘削問題と同様に、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の硬岩の場合には、空洞加圧後比較的短時間の内に間隙水圧は定常状態になり、両解析手法による解析結果は一致する。

したがって、掘削問題と同様に、変形係数 $10,000\text{kgf/cm}^2$ が、空洞加圧に伴う空洞周辺の地下水挙動の評価に対して、定常浸透流解析が適用可能となるための一応の目安値となる。

ただし、これらの検討結果は、変形係数が大きい場合には、見かけ上浸透流解析の矛盾点である平均主応力 σ_m の時間変化が急激に生じて一定値になるためである。しかし、全般的に拡散方程式型の浸透理論の矛盾点である、平均主応力 σ_m の時間変化は、図3. 3. 3 1～図3. 3. 3 3に示すように、わずかではあるが一定にはなっていない。このため、浸透流解析を基本とした非連成解析により算定される応力状態は、応力・浸透連成解析による算定結果と異なるものとなることに留意する必要がある。

ここで、3. 3. 2の地下水制御時の地下水挙動の検討に示したように、燃料貯蔵前に空洞を加圧した状態では、空洞周辺の地下水挙動が定常状態に到達した場合に、その加圧段階での最大値となる動水勾配が確保される。すなわち、

加圧方式での水封式燃料貯蔵施設の液密性・気密性の検討に、定常状態の動水勾配を判定の規準として適用するためには、空洞周辺の地下水挙動が定常状態に到達していることが前提条件となる。

ただし、この場合には、燃料貯蔵前の空洞加圧状態で、空洞周辺の地下水挙動について、動水勾配が最大値となる定常状態に到達するまでの経過時間の判定が最重要な検討課題となる。そして、燃料貯蔵前の空洞加圧時の地下水挙動が定常状態に到達していない場合には、定常解に基づく燃料の液密性・気密性の判定結果は過大評価になる危険性があることに留意する必要がある。

したがって、以上の検討結果より、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の岩盤中に建設される水封式燃料貯蔵施設での貯蔵燃料の液密性・気密性の評価には、工学的な判断として、簡易的に二次元定常浸透流解析手法が適用可能である。これに対して、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以下の岩盤の場合にも、水封式燃料貯蔵施設の液密性・気密性の評価には、定常状態の動水勾配を判定の規準として適用可能である。ただし、この場合には、実際の空洞加圧工程に即した二次元平面ひずみ場での応力・浸透連成解析手法により、動水勾配が最大値となる定常状態に到達するまでの経過時間を検討する必要がある。

3. 4. 2 地下構造物建設に伴う地下水挙動の検討フロー

以上の検討結果より、地下水制御を伴う大規模地下構造物の例である加圧方式による水封式燃料貯蔵施設の設計として、図 3. 4. 1 に示すように、地下空洞掘削時・地下空洞加圧時の 2 段階に分けた検討フローについて示す。

(1) 地下空洞掘削時の地下水挙動の検討フロー

地下空洞掘削時の検討フローは、図 3. 4. 1 に示すように、掘削時の地下水挙動の検討と、空洞の安定性の検討の 2 種類の検討からなる。

まず、掘削時の地下水挙動の検討の方法は、図 3. 4. 1 に示すように、変形係数を規準として、次の 2 種類の解析手法に分けられる。

① 解析方法 1 (岩盤の変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の場合)

水封式燃料貯蔵施設が建設される岩盤の変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の場合、空洞掘削に伴う地下水挙動の評価には、工学的な近似として、逐次掘削段階毎での各構造系に対する三次元定常浸透流解析手法を適用する。

② 解析方法 2 (岩盤の変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以下の場合)

水封式燃料貯蔵施設が建設される岩盤の変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以下の場合、空洞掘削に伴う地下水挙動の評価には、逐次掘削による切羽の進行の影響を考慮した軸対称あるいは三次元応力・浸透連成解析手法を適用す

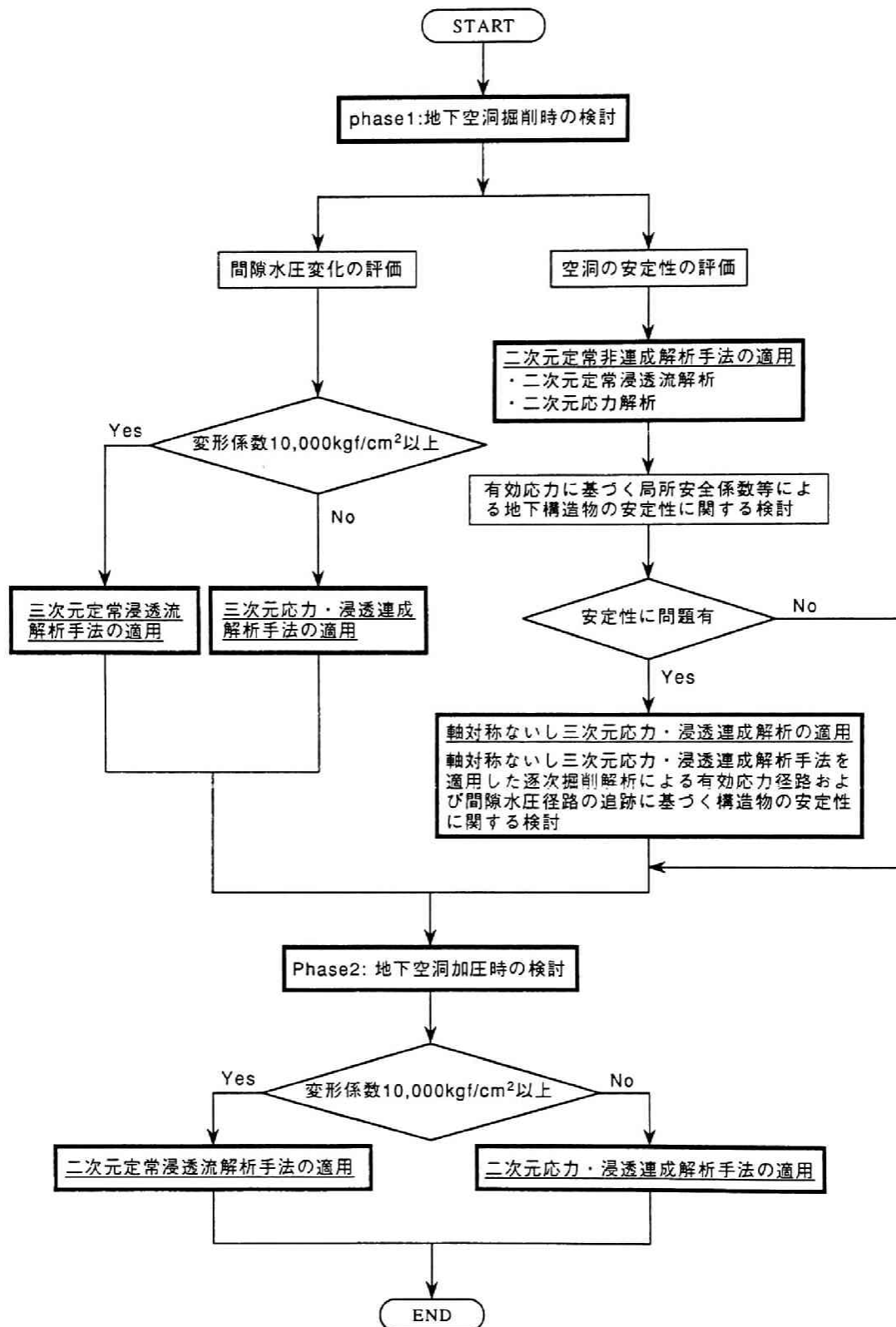


図 3. 4. 1 地下構造物建設に伴う地下水挙動の検討フロー

る。

次に、掘削時の空洞の安定性の評価は、図3. 4. 1に示すように、以下の手順で検討を行う。

- ① 解析モデルとして、二次元平面ひずみモデルを適用する。
- ② ①のモデルに対して、掘削後の非定常的な挙動については検討せず、簡易的に最終定常状態での応力状態についてのみ着目する。このため、有効応力に基づく掘削解析結果に、定常浸透流解析より算定される浸透力を物体力とした応力解析結果を重ね合わせることで、掘削後の最終定常状態での応力状態を算定する。この解析結果より、有効応力に基づき地下構造物の安定性について検討を加える。
- ③ ②の検討結果で、地下構造物の安定性について課題がない場合には、設計検討は終了となる。これに対して、この定常解で地下構造物の安定性に課題がある場合には、対策工を立案するために、軸対称場ないし三次元場での応力・浸透連成解析手法を適用した逐次掘削による切羽の進行の影響を考慮した解析により検討を実施する必要がある。

(2) 地下空洞加圧時の地下水挙動の検討フロー

燃料貯蔵前に空洞を加圧した状態では、空洞周辺の地下水挙動が定常状態に到達した場合に、その加圧段階での最大値となる動水勾配が確保される。すなわち、加圧方式での水封式燃料貯蔵施設の液密性・気密性を検討に、定常状態の動水勾配を判定の規準として適用するためには、空洞周辺の地下水挙動が定常状態に到達していることが前提条件となる。

このため、加圧方式での水封式燃料貯蔵施設の液密性・気密性の検討の方法は、図3. 4. 1に示すように、変形係数を規準として、次の2種類の解析手法に分けられる。

① 解析方法1 (変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の場合)

変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の岩盤中に建設される水封式燃料貯蔵施設での貯蔵燃料の液密性・気密性の評価には、工学的な判断として、簡易的に二次元定常浸透流解析手法を適用する。

② 解析方法2 (変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以下の場合)

変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以下の岩盤の場合にも、水封式燃料貯蔵施設の液密性・気密性の評価には、定常状態の動水勾配を判定の規準として適用可能である。ただし、この場合には、動水勾配が最大値となる定常状態に到達するまでの経過時間を検討するため、実際の空洞加圧工程に準じた二次元平面ひずみ場での応力・浸透連成解析手法を適用する。

3. 5 結 論

本章では、地下水制御の概念を適用した大規模地下構造物として、加圧方式による水封式燃料貯蔵施設を取り挙げ、それぞれ空洞掘削時および空洞加圧時の地下水挙動の評価について数値解析により検討を加えた。本章で得られた結論は、以下のように要約される。

1) 地下空洞掘削時の地下水挙動の評価についての検討結果より、以下のよう
な知見が得られた。

- ① 掘削に伴う間隙水圧および有効応力の変化状況は、切羽の進行を評価するか否かにより異なる傾向を示す。すなわち、二次元平面ひずみ場の解析での有効応力径路は、特性曲線法を用いても、逐次掘削過程を考慮した解析結果と比べ、破壊規準に接近した側から最終状態に到る有効応力径路を追跡することになる。このため、二次元解析結果は、設計的には安全側の結果を与えることになるが、実現象と異なる応力径路を追跡していることに留意する必要がある。
- ② 切羽面は、その近傍のトンネル壁面よりも早い段階に破壊規準に接近する応力的に厳しい状態となり、その中でも切羽面の中央部付近が、最も危険な応力状態の発生する領域となる。
- ③ 切羽到達前での間隙水圧および有効応力の初期状態からの変化は、岩盤の透水性および間隙水の排水期間に関わる施工の速度（掘進速度）に依存する。このため、応力解析で切羽の進行を二次元場で表現するために用いられる特性曲線は、透水性に依存して変化する。さらに、有効応力解析結果では、有効応力に関わる変形の特性曲線と間隙水圧の特性曲線は異なり、透水性が高くなるにつれて両者の相違は大きくなる。これらの知見より、間隙水圧の変動を考慮した有効応力解析では、特性曲線を一意的に定めることはできない。
- ④ ①～③の事項から、有効応力解析手法により、掘削に伴う間隙水圧および有効応力の変化を詳細に検討するためには、実施工に基づく逐次的な切羽の進行の影響を考慮することが不可欠な要因となる。ただし、二次元と三次元解析の空洞壁面での有効応力径路の最終定常状態は、透水性の相違に関わらず、いずれの結果もほぼ一致した結果となる。また、この最終定常状態での応力状態が、Mohr-CoulombあるいはDrucker-Prager等の破壊規準を想定した場合に最も厳しい応力状態となる。したがって、岩盤の構造骨格を線形弾性体と仮定した場合には、地下構造物の安定性は、掘削後の最終定常状態のみに着目することで、簡易的には評価可能である。
- ④ 変形係数をパラメーターとした応力・浸透連成解析と浸透流解析の比較

で、両解析手法による掘削に伴う間隙水圧変化の相違は、掘削直後を除いてわずかである。特に、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の場合には、掘削の後比較的短時間の内に間隙水圧は定常状態になる。このため、工学的な近似として、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の硬岩での掘削に伴う地下水挙動は、逐次掘削段階毎での各構造系に対する定常浸透流解析により評価可能である。

2) 地下空洞加圧時の地下水挙動の評価についての検討結果より、以下のよう
な知見が得られた。

① 空洞加圧時の空洞周辺の動水勾配は、加圧直後に最小値となり、定常状態
で最大値となる。このため、地下水挙動が定常状態に到達していることを
前提条件として、加圧方式での水封式燃料貯蔵施設の液密性・気密性の
検討にも、従来のように定常状態の動水勾配を判定の規準として適用可能
である。ただし、この場合には、燃料貯蔵前の空洞加圧状態で、空洞周辺
の地下水挙動について、動水勾配が最大値となる定常状態に到達するまで
の経過時間の判定が最重要な検討課題となる。そして、燃料貯蔵前の空洞
加圧時の地下水挙動が定常状態に到達していない場合には、定常解に基づ
く燃料の液密性・気密性の判定結果は過大評価になる危険性がある。

② 加圧方式での水封式燃料貯蔵施設の燃料の液密性・気密性を検討する上
で、人工水封方式を適用することにより、自然水封方式に比べて空洞周辺
の地下水挙動が定常状態に到達するまでの時間が短縮される。このため、
設計段階で、従来のように定常状態の動水勾配を判定の規準として適用す
ることの妥当性が高くなる。

③ 変形係数をパラメーターとした応力・浸透連成解析と浸透流解析の比較
で、両解析手法による空洞加圧時に伴う間隙水圧変化の相違はわずかであ
る。特に、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の場合には、掘削の後比較的短時
間の内に間隙水圧は定常状態になる。このため、工学的な近似として、変
形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の硬岩での空洞加圧に伴う地下水挙動は、二次
元平面定常浸透流解析により評価可能である。

3) 1)、2)の検討結果より、それぞれ空洞掘削時および空洞加圧時の地下
水挙動を合理的に評価する手法は、以下のように区分される。

① 空洞掘削時の地下水挙動の評価手法として、水封式燃料貯蔵施設が建設
される岩盤の変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の場合には、近似的に逐次掘削
段階毎での各構造系に対する三次元定常浸透流解析手法が適用可能である。
これに対して、岩盤の変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以下の場合、空洞掘削に伴
う地下水挙動の評価には、逐次掘削による切羽の進行の影響を考慮した軸
対称あるいは三次元応力・浸透連成解析手法を適用する必要がある。

- ② 掘削時の空洞の安定性の評価手法としては、二次元平面ひずみモデルに対して、掘削後の非定常的な挙動については検討せず、簡易的に最終定常状態のみ着目する非連成定常解析手法が適用可能である。ただし、この定常解で地下構造物の安定性に課題がある場合のみ、軸対称場ないし三次元場での逐次掘削による切羽の進行の影響を考慮し応力・浸透連成解析手法を適用する必要がある。
- ③ 変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の岩盤中に建設される水封式燃料貯蔵施設での貯蔵燃料の液密性・気密性の評価には、簡易的に二次元定常浸透流解析手法が適用可能である。これに対して、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以下の岩盤の場合にも、この解析手法が液密性・気密性の判定の規準として適用可能である。ただし、この場合には、動水勾配が最大値となる定常状態に到達するまでの経過時間を検討するため、実際の空洞加圧工程に即した二次元平面ひずみ場での応力・浸透連成解析手法を適用する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 大西有三・岸本英明：トンネル切羽進行の影響を近似的に考慮した2次元有限要素解析，トンネルと地下，Vol.11，No.12，pp.7-12，1980.
- 2) 亀村勝美・平野逸雄・竹田直樹・里優：切羽進行を考慮したトンネルの解析と実際，第27回土質工学シンポジウム講演集，pp.55-60，1982.
- 3) 橋本正、他：シールド掘進条件を考慮した地盤変形解析，第43回土木学会年次講演会講演集，PSⅢ-19，pp.38-39，1988.
- 4) 伊藤雅夫・勝又正治・松井幹男：シールド掘進時に裏込め注入を考慮した地盤のFEM解析，第21回土質工学研究発表会講演集，H-5-661，pp.1729-1732，1986.
- 5) 上田年比古・杉尾哲：被圧水で満たされた円形暗渠の取水量について，土木学会論文報告集，No.194，pp.92-101，1971.
- 6) 駒田広也・中川加明一郎・北原義浩・林正夫：水封式燃料地下貯蔵用空洞周辺の浸透流に関する検討，土木学会論文報告集，No.300，pp.69-80，1980.
- 7) Åberg, B. : Model Tests on Oil Storage in Unlined Rock Caverns, Storage in excavated rock caverns, Rock Store 77 Vol.2, pp.517-530, 1977.
- 8) Åberg, B. : Prevention of Gas Leakage from Unlined Reservoirs in Rock, Rock Store 77 Vol.2, pp.399-414, 1977.
- 9) 田村武：Biotの圧密方程式に関する一考察，土木学会論文報告集，No.274，pp.57-67，1978.
- 10) 大津宏康・亀村勝美：土中水を考慮した掘削問題の取り扱いについて，第39回土木学会年次学術講演会講演集，Ⅲ-360，pp.719-720，1984.
- 11) 大西有三・大津宏康：トンネル掘削にともなう地盤と地下水変動に関する数値解析，第13回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，pp.116-120，1980年.
- 12) Terzaghi, K. and R. B. Peck: Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, 1948.
- 13) Christian, J. T. and J. W. Boehmer : Plain Strain Consolidation by Finite Elements, Proc. ASCE., SM4, pp. 1435-1457, 1970.
- 14) 山上拓男・植田康宏：有限要素法による圧密現象の一解法，土木学会論文報告集，No.302，pp.67-78，1980.

第4章 地下水制御の原位置問題への適用

4.1 概説

第3章では、地下水制御の概念を適用した大規模地下構造物として、加圧方式による水封式燃料貯蔵施設を取り挙げ、それぞれ空洞掘削時および空洞加圧時の地下水挙動の評価手法について数値解析により検討を加えた。本章では、第3章に示した地下水挙動評価の検討フローに基づき、地下水制御の原位置問題への適用例について挙動解析を実施する。

ここで、本章に示す地下水制御の原位置問題への適用例としては、それぞれ堆積軟岩および硬岩中に建設された地下構造物を取り挙げる。

第一に、堆積軟岩を対象とした原位置問題への適用例としては、第三紀泥岩中に建設された地下空洞で実施された加圧実験^{1)・2)}を取り挙げる。この事例では、その検討対象を地下構造物建設時に相当する立坑掘削および、建設後の地下水制御時に相当する空洞加圧実験の2段階に分け、それぞれの段階毎での地下水挙動について検討を加える。

前者の立坑掘削時の挙動解析では、計測結果に基づき立坑掘削時の地下水挙動は明確に切羽の進行による影響を受けることを明らかにし、その挙動について三次元的な逐次掘削過程を考慮した解析により計測結果との比較検討を行う。また、後者の空洞加圧時の挙動解析では、計測結果に基づき空洞加圧時の非定常的な周辺岩盤内の地下水挙動を明らかにし、その挙動について二次元モデルでの解析により計測結果との比較検討を行う。

第二に、硬岩を対象とした原位置問題への適用例では、施工時に水封ボーリングからの注水により地下水を制御しながら、亀裂性岩盤中に大規模並設空洞を掘削した事例³⁾を取り挙げる。この空洞掘削に伴う地下水挙動についての検討では、空洞掘削時の原位置計測結果の分析に基づき、亀裂性岩盤での地下水挙動と亀裂の分布との相関について明らかにする。そして、亀裂性岩盤での地下水制御の挙動評価では、従来の多孔質体としての取り扱いに加えて、亀裂の三次元的な分布状況を考慮した考え方を導入する必要があることを明らかにする。また、亀裂の分布がどのような状況にある場合に、地下水挙動に影響を及ぼすかの因果関係について定量的に評価するための一手法として、小田ら⁴⁾により提案されているクラックテンソルの考え方を適用し、原位置で観測された亀裂分布の解析を実施する。

さらに、亀裂に支配される地下水挙動について、計測結果およびクラックテンソルの解析結果に基づき、亀裂を含めて等価多孔質体によりモデル化した解析により、計測結果との比較検討を行う。

4. 2 堆積軟岩中の地下水制御

本節では、堆積軟岩中での地下水制御の適用例として、第三紀泥岩中に建設された空洞で実施された加圧実験^{1), 2)}を取り挙げ、立坑掘削時および空洞加圧時の地下水挙動について検討する。

4. 2. 1 概 要

実験サイトの地質は、事前の地質調査結果および試掘坑内の観察結果から、新第三紀鮮新世の泥岩からなり、一部に砂層を介在しているが、卓越した亀裂のない均質な層であることが確認されている。

事前調査で得られた岩石の平均的な物性は、表4. 2. 1に示すように要約される。

表4. 2. 1 岩石の物性値一覧表

比重 G_s		2.51
間隙比 e		1.25
弾性波速度 v_p (km/sec)		1.8~2.1
変形係数 E (kgf/cm ²)	平板載荷試験	5,000~6,000
	室内三軸圧縮試験	3,000~10,000
透水係数 k (cm/sec)	湧水圧試験 (JFT)	1.2×10^{-6}
	室内透水試験	$(1.6 \sim 4.8) \times 10^{-7}$

加圧用の実験空洞 (2.5m×2.5m×10.0m) は、図4. 2. 1に示すように、地表面下約100m (地下水位下約60m) の深度に設置されており、事前に掘削された上部の計測用横坑から立坑 (φ2.0m×21.5m) により連結されている。

実験空洞周辺の地下水挙動は、図4. 2. 2および図4. 2. 3に示すように、立坑掘削に先立ち計測用横坑から所定の位置に埋設された19個の間隙水圧計 (使用範囲0~10kgf/cm²、計測精度±1% 以下) により計測された。

なお、地下水位は、立坑掘削開始から加圧実験期間を通して、常にEL+15.0ではほぼ一定であり、掘削および加圧による外乱の影響を受けなかった。

ここで、この実験での空洞内圧の設定方法は、表4. 2. 2に示すように、注水による加圧方式と圧気による加圧方式に分けられる。

注水加圧方式は、水封式燃料貯蔵施設の運転時での、貯蔵された燃料の液位の変化に伴う空洞周辺の地下水挙動の把握を目的とするものである。この方式の実験では、プラグにより密閉された実験空洞内の水位を上昇させて空洞の空

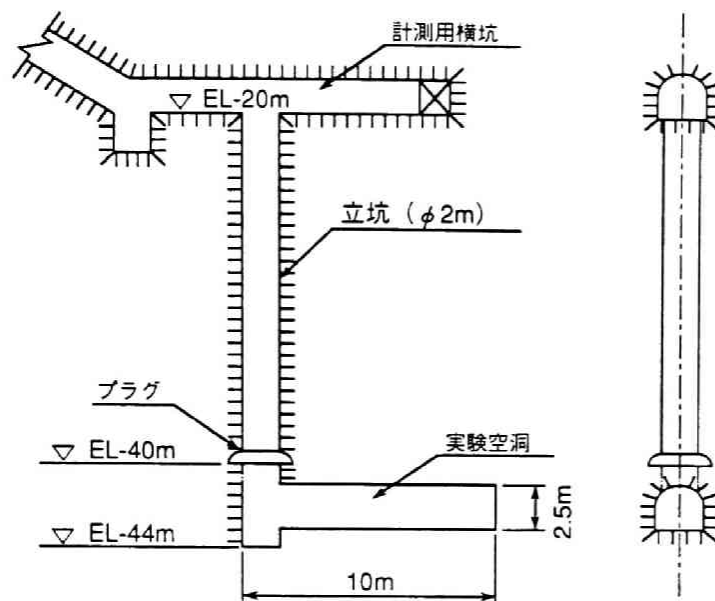
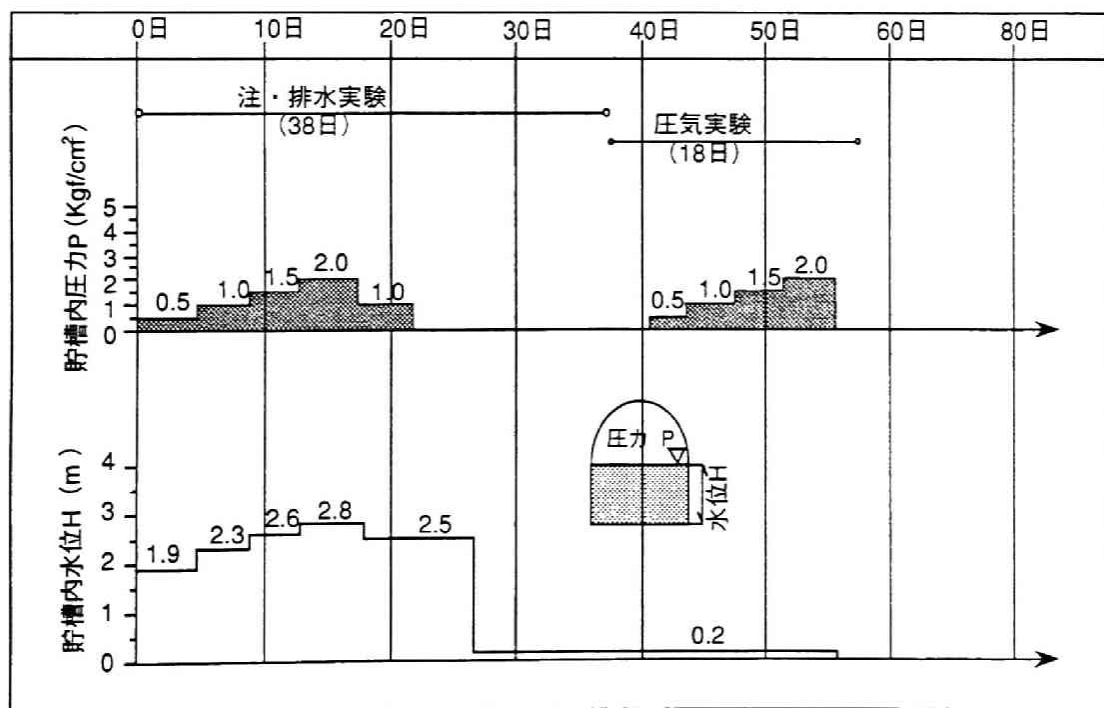


図 4. 2. 1 実験施設の概要

表 4. 2. 2 実験空洞内圧と水位の関係



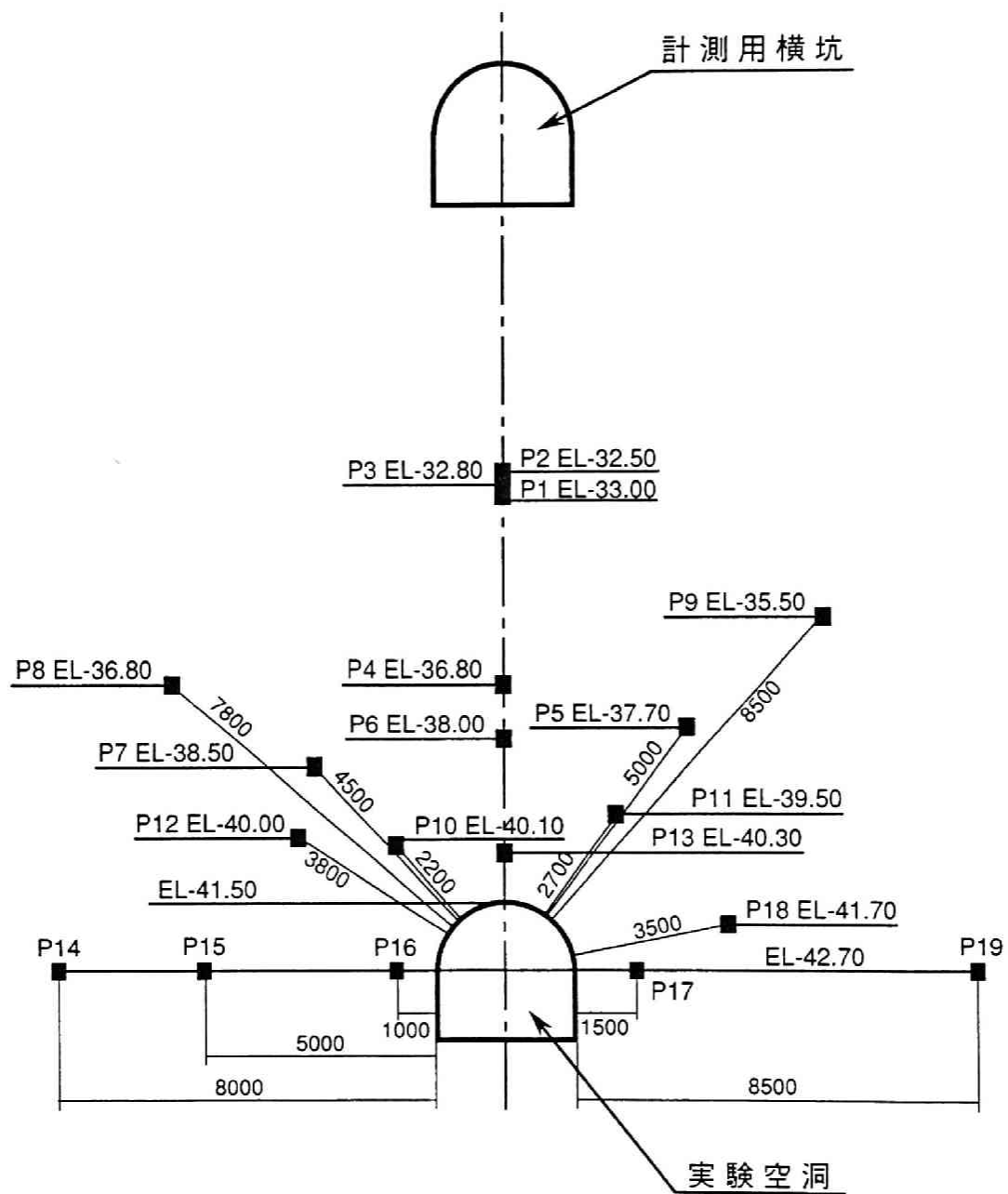


図 4. 2. 2 間隙水圧計配置図 (断面図)

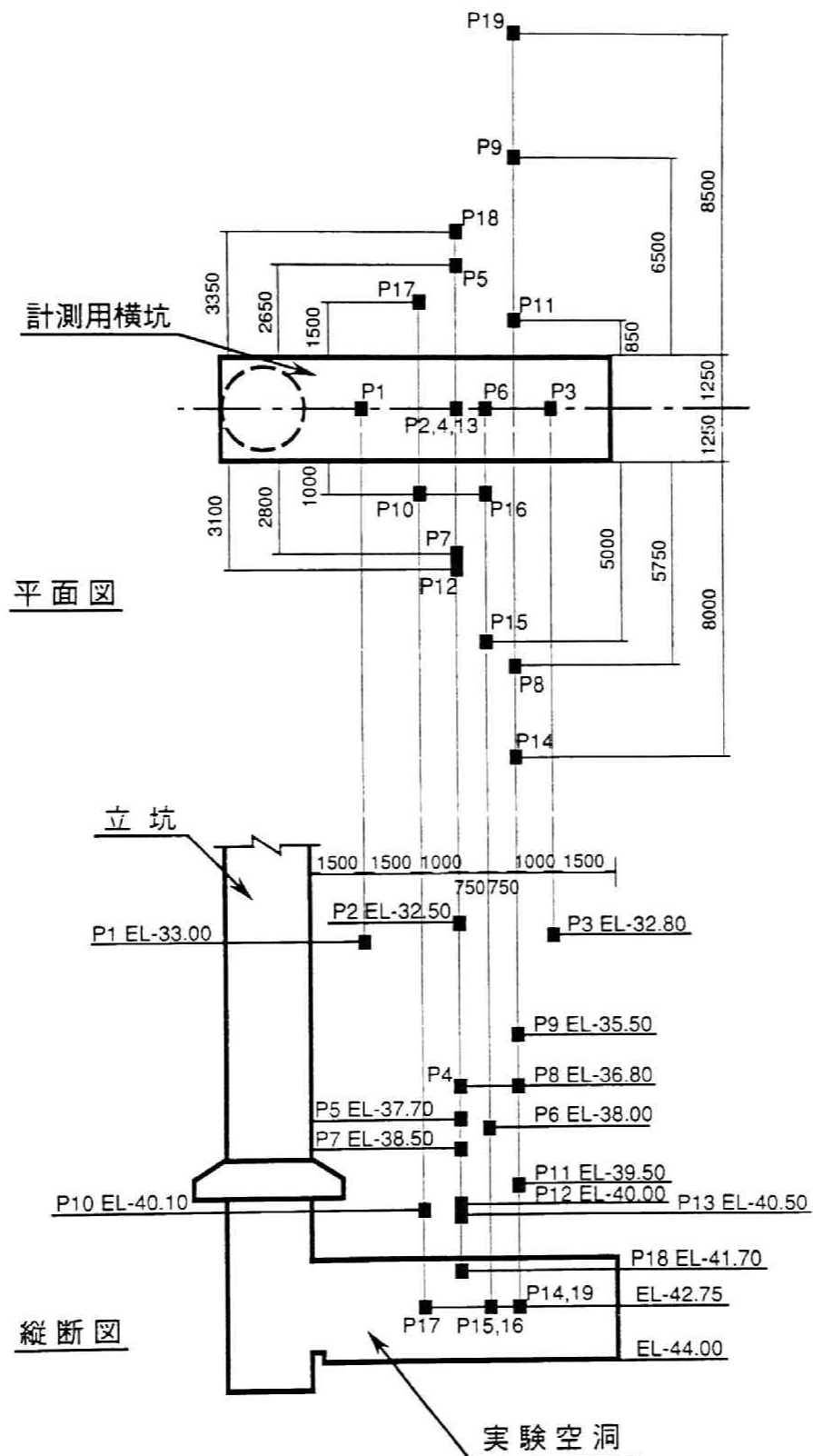


図 4. 2. 3 間隙水圧計配置図 (平面図、縦断面図)

気の体積を減少させることで、ボイルの法則に基づき空洞内圧を上昇させた。具体的な実験工程は、表 4. 2. 2 に示すように、注水により実験空洞内圧を 0.0kgf/cm^2 から 0.5kgf/cm^2 単位で 2.0kgf/cm^2 まで上昇させた後、排水により空洞内水位を低下させ 1.0kgf/cm^2 単位で減圧した。

一方、圧気加圧方式は、水封式燃料貯蔵施設の運転時での、液位が一定の状態での貯蔵内圧の変化による空洞周辺の地下水挙動の把握を目的とするものである。この方式の実験では、密閉された実験空洞内水位をほぼからの一定な状態に保ち、空気圧により実験空洞内圧を上昇させた。具体的な実験工程は、表 4. 2. 2 に示すように、 0.0kgf/cm^2 から 0.5kgf/cm^2 単位で 2.0kgf/cm^2 まで上昇させた後減圧した。

4. 2. 2 立坑掘削時の地下水挙動

地下構造物建設に伴う地下水挙動評価の例として、実験空洞掘削前に構築された立坑掘削時の地下水挙動を取り挙げる。

立坑は、計測用横坑の下端 (EL-20.0m) から EL-40.4m までの約 20m を、人力により図 4. 2. 4 に示すように平均掘進長 $1.1\text{m}/\text{日}$ の速度で掘削された。このため、間隙水圧の計測結果は、通常の発破工法で発生するゆるみ領域による影響を受けていないものと推定される。

ここで、3. 2 の建設時の地下水挙動評価で示したように、地下構造物建設に伴う地下水挙動を評価するためには、切羽の進行の影響を評価することが不可欠な要因となる。本節では、この立坑掘削時の切羽の進行に伴う地下水挙動を把握するため、立坑に比較的近接しかつ切羽が通過する深度に設置された、表 4. 2. 3 に示す 7 個の間隙水圧計の計測結果に着目し検討を加える。また、この計測結果について、式 (2. 3. 29) に示すマトリックス方程式に基づく逐次掘削過程を考慮した解析を実施する。

(1) 地下水挙動の計測結果

原位置計測結果での立坑掘削に伴う間隙水圧変化は、図 4. 2. 5 に示すように、切羽の進行に伴い低下する傾向を示した。ただし、同図に示すように、間隙水圧の低下傾向は、EL-33.0m 付近の間隙水圧計 P 1 ~ P 3 とその他の間隙水圧計 (P 4 ~ P 7) の計測結果で顕著な相違を示した。すなわち、P 1 ~ P 3 での間隙水圧変化は、切羽の通過前後に急激に低下した後、比較的早期にその変動が終了する傾向を示した。これに対して、その他箇所 (P 4 ~ P 7) での間隙水圧変化は、EL-33.0m 付近の変化に比べ、ゆるやかな低下でかつ比較的長期にわたる傾向を示した。

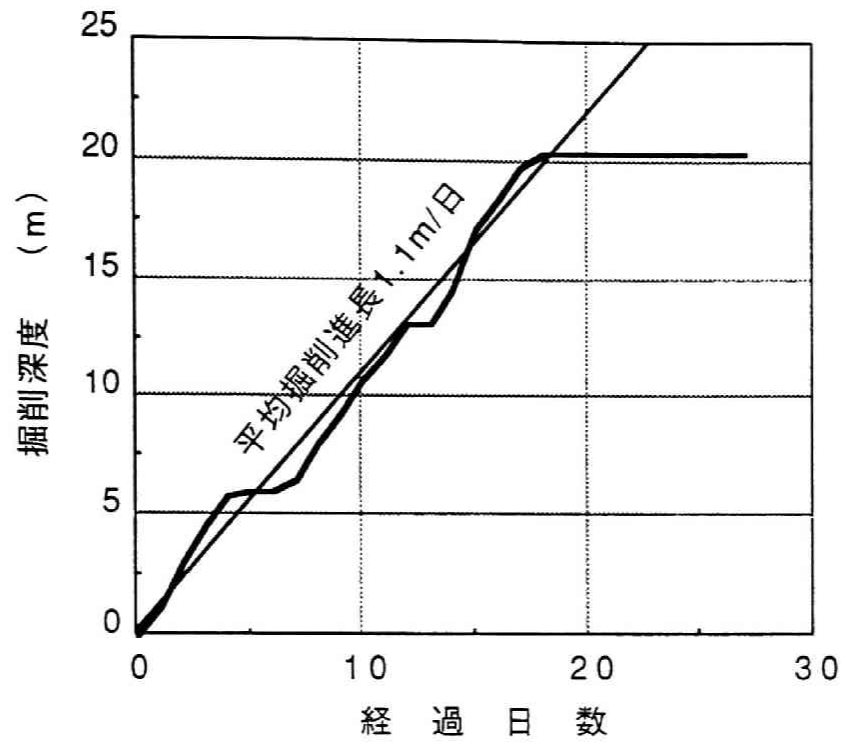


図 4. 2. 4 立坑掘削の進捗状況

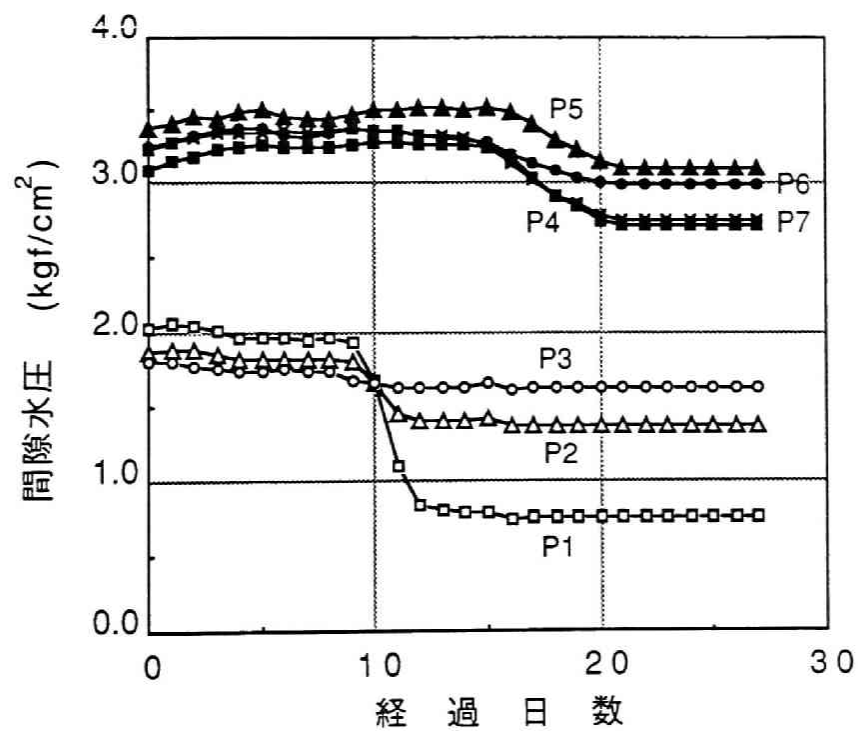


図 4. 2. 5 立坑掘削に伴う間隙水圧変化

表 4. 2. 3 立坑掘削時の着目間隙水圧計の設置位置

計器番号	標 高	立坑壁面からの距離 (m)
P1	EL- 33.00	1.50
P2	EL- 32.50	4.00
P3	EL- 32.80	6.50
P4	EL- 36.80	4.00
P5	EL- 37.70	5.34
P6	EL- 38.00	4.75
P7	EL- 38.50	5.43

この間隙水圧の低下傾向の相違は、間隙水圧変化を、間隙水圧計の設置深度と切羽の深度との相対距離との関係で整理した場合により明確になる。すなわち、図 4. 2. 6 に示すように、P 1 ～ P 3 での計測結果では、間隙水圧は、切羽がその設置深度に到達する以前の 2 D（D：立坑の直径）程度離れた段階から顕著な低下を示し、切羽が到達した段階ではほぼ収束した状態となっている。これに対して、P 4 ～ P 7 での計測結果では、切羽通過前での間隙水圧の低下はわずかであり、大部分の水圧低下は、切羽の通過後および切羽の進行が停止した段階で生じている。

また、この傾向を定量的に把握するため、間隙水圧計の設置深度と切羽位置との相対距離と、間隙水圧変動比との関係で整理した結果を、図 4. 2. 7 および図 4. 2. 8 に示した。なお、間隙水圧変動比は、次式のように定義した。

$$U_p = \frac{P_i - P_t}{P_i - P_\infty} \quad (4. 2. 1)$$

ここに、 U_p ；間隙水圧変動比

P_i ；切羽位置が間隙水圧計の設置深度から $-3D$ （切羽到達前）離れた位置での間隙水圧

P_∞ ；切羽停止後の定常状態での間隙水圧

P_t ；任意の切羽位置での間隙水圧

図 4. 2. 7 に示すように、EL-33.0m 付近の P 1 ～ P 3 の計測結果では、立坑掘削に伴う全間隙水圧変動量の 90% 以上が、切羽到達前に生じている。こ

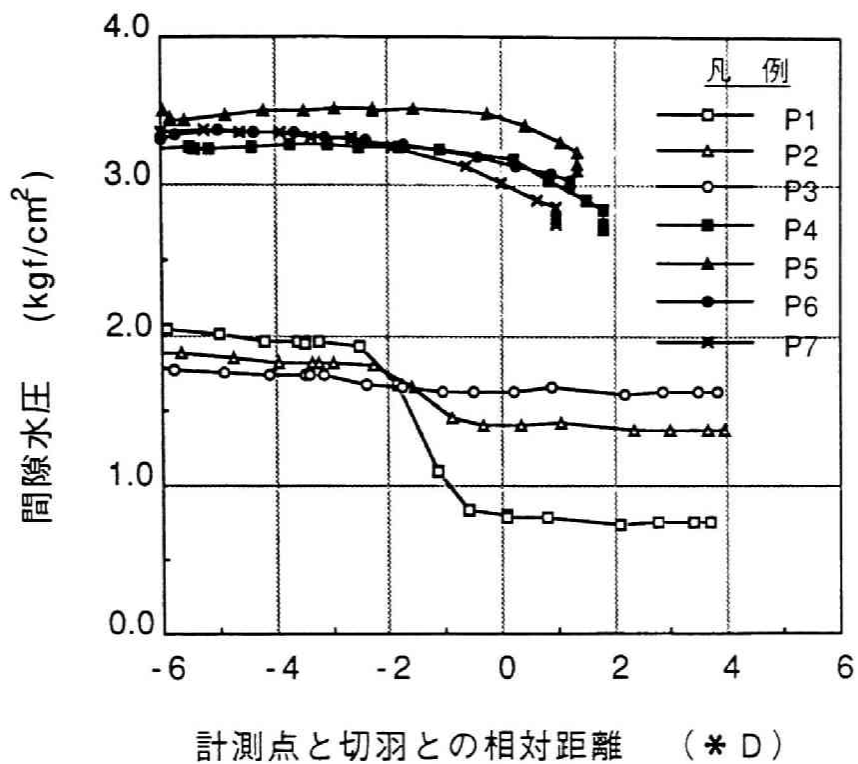


図 4. 2. 6 間隙水圧と切羽の相対位置との相関

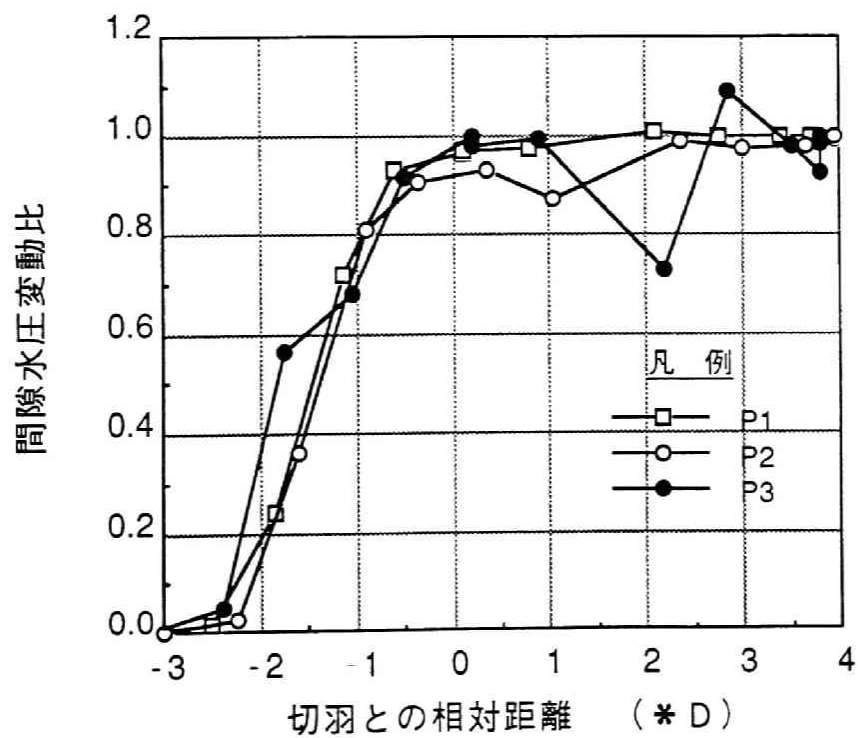


図 4. 2. 7 間隙水圧変動比と切羽位置との相関
(EL-33.0m 付近)

れに対して、図4. 2. 8に示すように、P4～P7の計測結果では、立坑掘削に伴う全間隙水圧変動量の内、切羽到達前の変化は10～30%程度であり、切羽停止後の変化が20～40%程度となっている。

この立坑掘削に伴う間隙水圧変化の傾向が2つのグループに分けられることを解明するために、立坑掘削後の定常状態の間隙水圧分布を、木村ら⁵⁾による理論解を用いた三次元鏡像法により算定し計測結果と比較した。

図4. 2. 9の比較結果に示すように、EL-33.0m付近のP1～P3の計測結果は、その他の計測結果が三次元鏡像法の結果とほぼ一致しているのに対して、かなり解析結果に比べて低い値となっている。この結果より、EL-33.0m付近のP1～P3の間隙水圧計が埋設されている領域の透水性は、他の領域に比べて高いと推定される。

なお、事前のボーリング孔による地質調査結果では、EL-33.0m付近に明確な地質条件の相違は確認されていない。このため、EL-33.0m付近の領域は、事前調査で認められたシーム状ないしレンズ状の砂が連続して水みちとなり、透水性が高くなっているものと推定される。

以上の検討結果より、間隙水圧計での計測結果は、間隙水圧の低下傾向が逐次的な切羽の進行に伴う影響を明確に反映した結果となる。また、この立坑掘削に伴う間隙水圧の低下の早さは、岩盤内の透水性の相違により大きく変化することが明らかとなった。

(2) 計測結果の解析および考察

(1)に示したように、立坑掘削に伴う間隙水圧変化の計測結果は、3. 2. 2の数値解析モデルによる検討結果と同様に、逐次的な切羽の進行に伴う影響を明確に反映したものであった。このため、第2章に示した支配方程式に基づく応力・浸透連成解析手法を適用し、逐次的な掘削過程を考慮した解析により、この立坑掘削に伴う間隙水圧変化について検討する。

(a) 解析条件および解析モデル

(1)に示した間隙水圧の計測結果は、立坑掘削に先立つ、図4. 2. 1に示すような計測用横坑とそれに連結する作業用斜坑の掘削による、地下水流れの三次元的な境界条件の影響を受けたものである。これに対して、本節での検討の目的は、3. 2. 2に示したような逐次的な掘削に伴う間隙水圧の変化特性を評価することである。このため、本解析では、計測値自体ではなく、立坑掘削に伴う間隙水圧の変化量についての定性的な比較検討を行う。

このような考え方の下に、解析モデルとしては、図4. 2. 10に示すよう

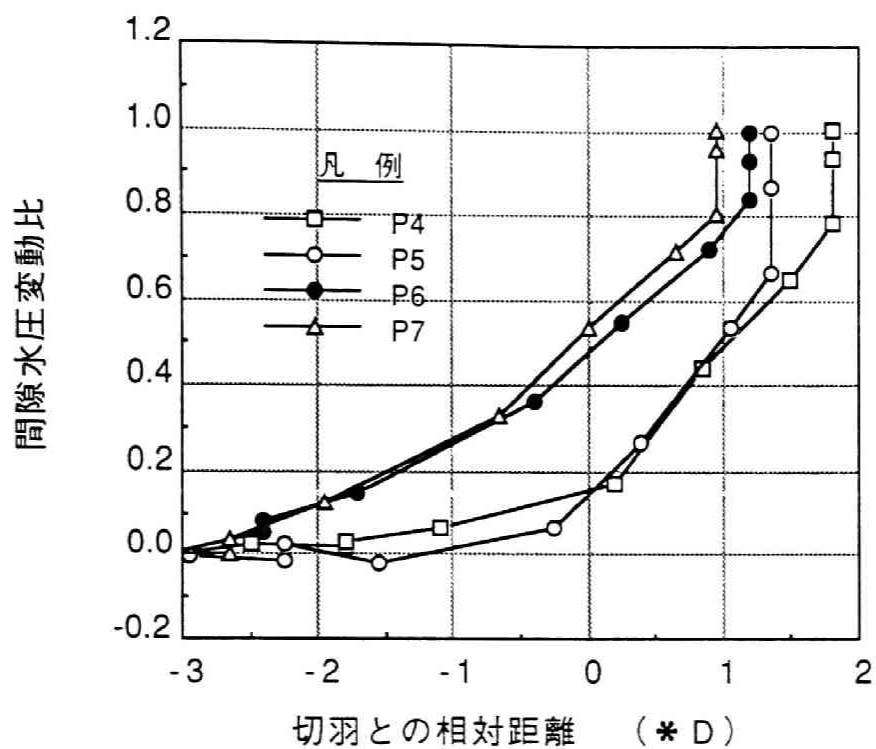


図 4. 2. 8 間隙水圧変動比と切羽位置との相関
(EL-36.8~-38.5m付近)

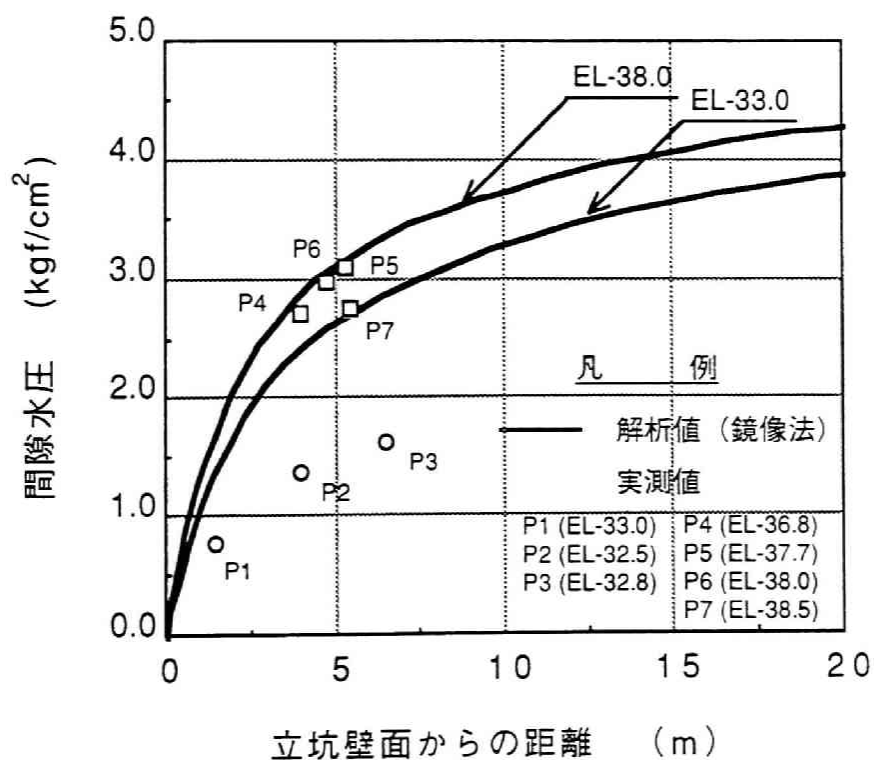
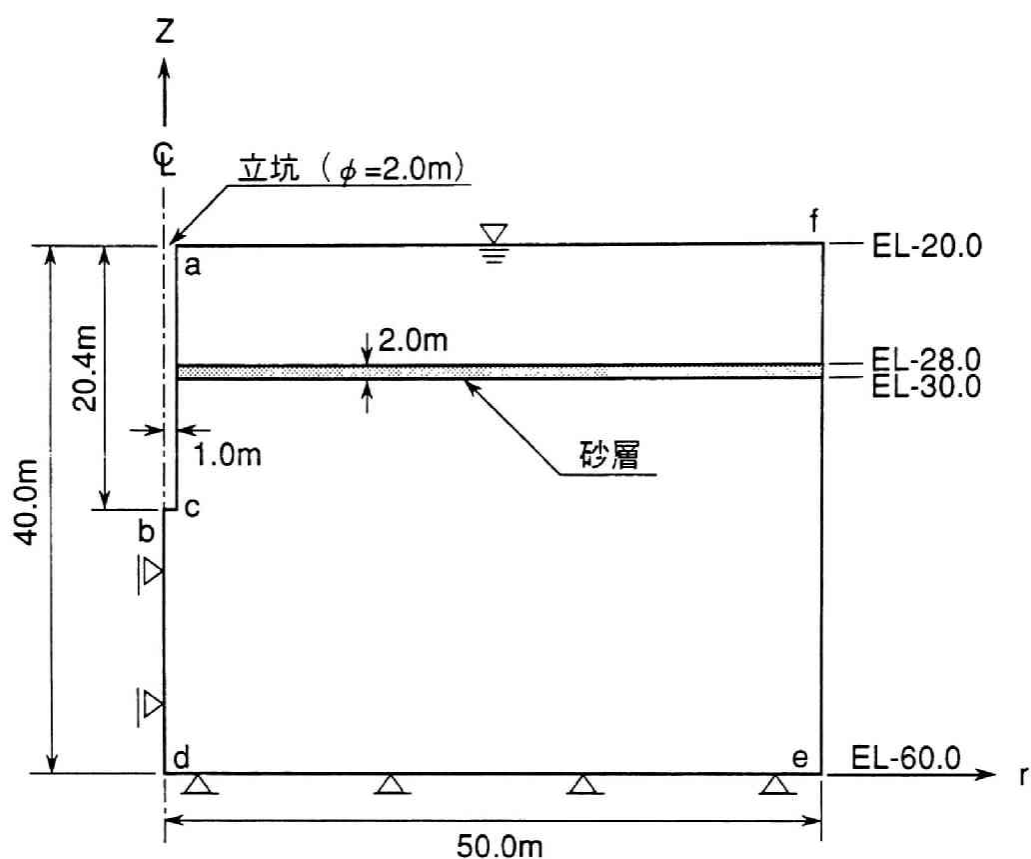


図 4. 2. 9 立坑掘削後の間隙水圧分布



境 界 条 件		
	幾何学的 境界条件	水理学的 境界条件
a c	—	$\psi = 0$
b c	—	$\psi = 0$
b d	$u_r = 0$	$Q = 0$
d e	$u_z = 0$	$Q = 0$
e f	—	$h = 40.0$
a f	—	$h = 40.0$
u : 変位量 Q : 流量		
h : 全水頭 (m) ψ : 圧力水頭 (m)		

図 4. 2. 1 0 解析モデル図および境界条件

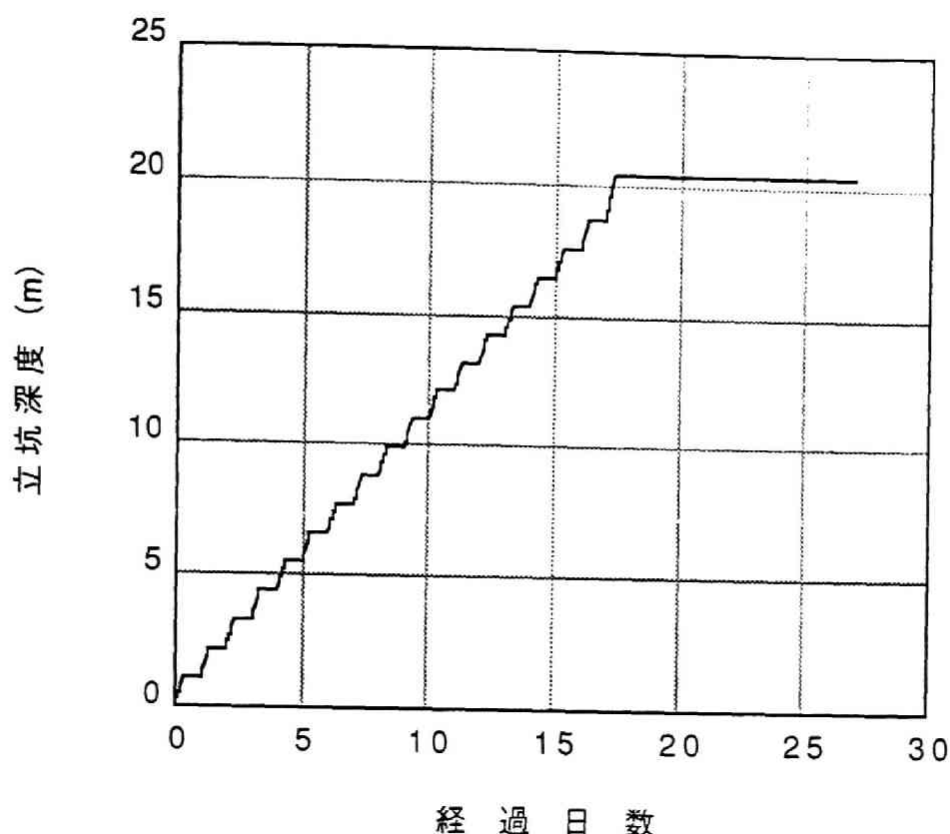


図4. 2. 11 逐次掘削解析のモデル化

に、立坑上部の構造系を考慮せず、立坑掘削時の切羽の進行に伴う間隙水圧変化のみを評価する軸対称逐次掘削モデルを採用した。また、この解析での境界条件を同図に併せて示した。

このモデル化では、(1)の計測結果に述べたように、切羽位置がEL-33.0mより2D前方付近から間隙水圧の急激な低下が見られたため、図4. 2. 10に示すように、EL-28.0m～EL-30.0mに幅2m程度の砂層の分布を仮定した。

立坑の逐次掘削過程は、図4. 2. 4に示した実際の掘削の進捗状況に基づき、図4. 2. 11に示すように詳細にモデル化した。

解析用物性値は、事前に実施された原位置試験および室内試験結果より、表4. 2. 4に示すように設定した。

なお、EL-33.0m付近の間隙水圧変化に影響を及ぼす砂層の物性値は、変形係数のみは平板載荷試験結果より定めたが、その他の物性値については実験結果が得られていないため、既往のデータに基づく推定値を採用した。

次に、初期応力分布は、地表面を原点とする有効土被り圧による等方応力状態を仮定した。また、初期間隙水圧分布は、地表面を原点とする静水圧状態を仮定した。

表 4. 2. 4 解析用物性値一覧表

	泥 岩 層	砂 層
変形係数 E	5,000 kgf/cm ²	1,000kgf/cm ²
ポアソン比 ν	0.33	0.33
透水係数 k	3.0×10^{-7} cm/sec	1.0×10^{-3} cm/sec
側方応力係数 K_0	1.0	1.0
単位体積重量 γ	2.0×10^{-3} kgf/cm ³	2.0×10^{-3} kgf/cm ³

(b) 解析結果および考察

本解析の目的は、(a) で述べたように立坑掘削による切羽の進行と間隙水圧変化との相関について検討を加えることである。このため、解析結果と計測結果の比較検討には、立坑掘削に伴う間隙水圧変化 ΔP を、掘削開始時から切羽停止後の定常状態までの全変化量 P_t で正規化した値（以下圧力変動比と称する）と、切羽と計器の相対位置との関係を整理した結果を用いる。

第一に、立坑掘削に伴う間隙水圧変化がシーム状の砂層の影響を受けたものと推定される、EL-33.0m 付近の観測位置での、正規化した圧力変動比と切羽位置との関係を図 4. 2. 1 2 に示した。

この解析結果での間隙水圧変化は、切羽が観測位置に対して $-2.5D \sim -1.0D$ ($-5.0\text{m} \sim -2.0\text{m}$) の範囲に分布する砂層を通過する際に、急激な水圧低下の生じる傾向を示す。この範囲での急激な水圧低下の傾向は、計測結果での間隙水圧の低下状況とはほぼ一致している。

また、全般的な解析結果での間隙水圧変化の傾向は、計測結果と比較して、切羽通過前後で多少ゆるやかな変化になっているが、その変化モードについては、概ね良好な一致を示している。

この比較結果より、EL-33.0m 付近の観測点での間隙水圧変化は、逐次的な掘削過程を考慮した数値解析により表現されることから、明確に切羽の進行による影響を受けていることが確認された。また、EL-33.0m 付近の観測点自体は均質な泥岩中に設置されているが、近接する挟み砂層が圧密問題でのサンドドレーンのように作用するために、切羽通過前の間隙水圧の低下が卓越することが解析的に確認された。

次に、泥岩中に設定された EL-36.8 \sim -38.5m 付近の観測点での、立坑掘削に伴う圧力変動比と切羽位置との関係の、解析結果と計測結果の比較を図 4. 2. 1 3 に示した。

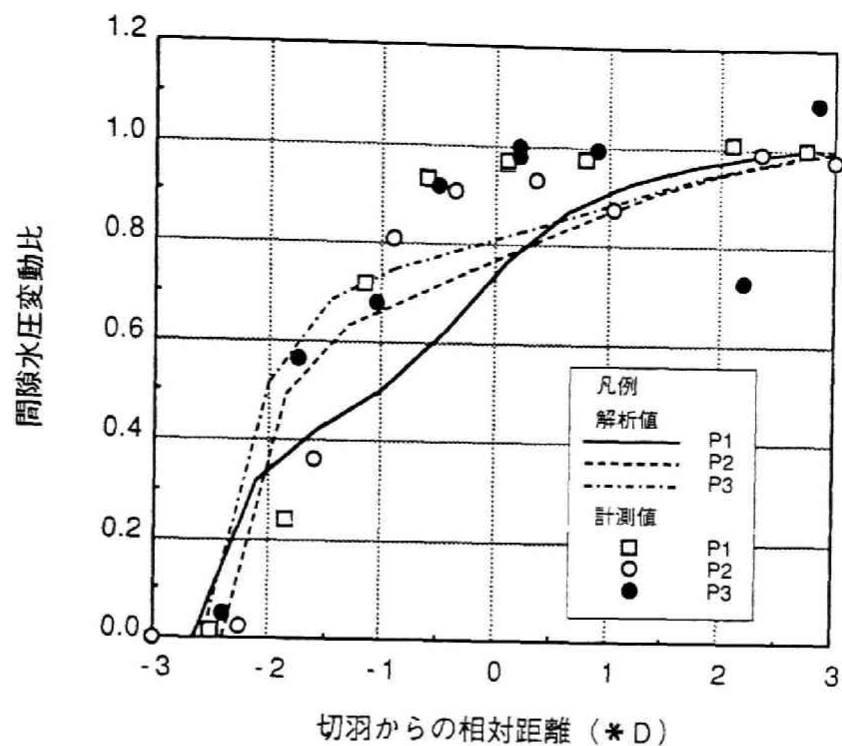


図 4. 2. 1 2 間隙水圧変動比と切羽位置との相関
(EL-33.0m 付近)

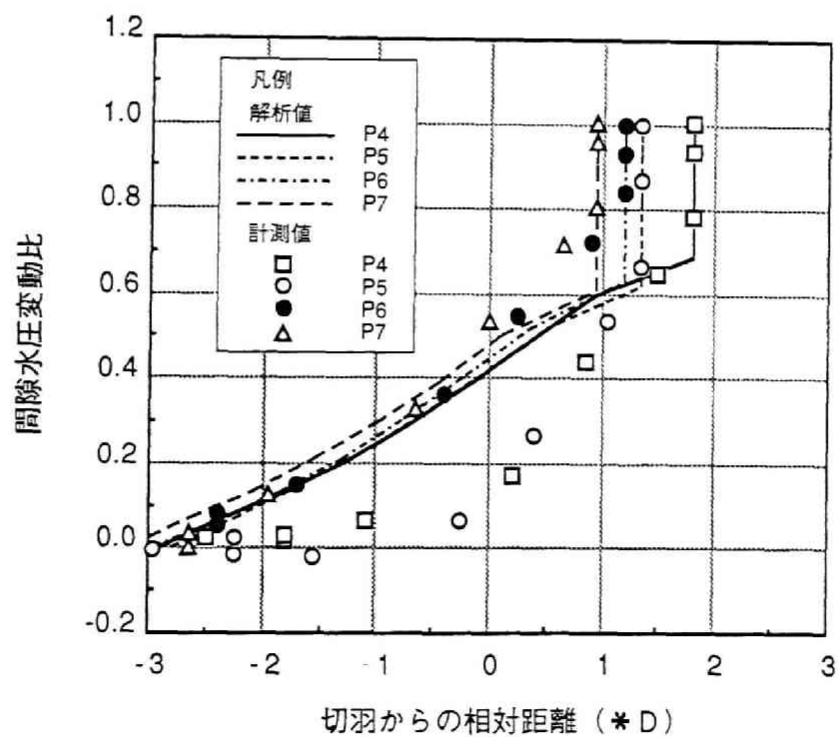


図 4. 2. 1 3 間隙水圧変動比と切羽位置との相関
(EL-36.8m ~ -38.5m 付近)

図4. 2. 13に示す解析結果での間隙水圧変化は、いずれの観測点でもほぼ直線的に間隙水圧が低下した後、切羽停止後に全変動量の内の約40%変動する傾向を示す。この解析結果での間隙水圧変化のモードは、P4～P7の計測結果での変化傾向とはほぼ一致している。特に、P6およびP7の観測点での計測結果は、解析結果とほとんど一致している。ただし、P4およびP5の観測点では、切羽到達前の間隙水圧変化について、計測結果の方が解析結果に比べて多少小さくなっている。

しかし、泥岩中に設定されたEL-36.8～-38.5m付近の観測点でも、全体的な間隙水圧変化の傾向について、解析結果は、計測結果と比較して概ね良好な一致を示している。

以上の比較結果より、立坑掘削に伴う間隙水圧変化は、明確に切羽の進行による影響を受けていることが確認された。また、この掘削に伴う間隙水圧変化は、局所的な透水性の異なる領域を含めて、逐次的な掘削過程を考慮した数値解析により表現されることが確認された。

以上の検討結果より、本検討に示した逐次的な掘削過程を考慮した数値解析手法は、掘削に伴う地下水挙動の評価および予測に適用する上で有効であることが明らかとなった。

次に、この解析結果に基づき、逐次的な立坑掘削に伴う周辺岩盤での有効応力径路について考察を加える。ここでは、計測された間隙水圧の挙動から、ほぼ均質な泥岩中に位置すると推定される、P6およびP7の観測点の位置での有効応力径路を図4. 2. 14および図4. 2. 15に示す。また、これらの図には、逐次掘削過程を考慮した全応力解析結果より、それぞれの観測点での実測間隙水圧を差し引いて推定した有効応力径路を比較のために併せて示した。

図4. 2. 14および図4. 2. 15に示すように、ここでの有効応力解析では、(a)の解析条件に述べたように立坑上部の構造系を考慮していないため、実測間隙水圧に基づく推定有効応力とは絶対値としては一致していない。しかし、有効応力解析結果の応力径路と実測値に基づき推定した有効応力径路は、いずれも逐次的な掘削に伴い正八面体せん断応力 τ_{oct} が増加する傾向を示し、そのモードは概ね良好な一致を示している。なお、いずれの有効応力径路とも、切羽通過時に図3. 2. 39に示した立坑坑壁付近の要素での、急激な破壊包絡線の方角への応力状態の移行傾向を示していない。これは、ここで着目した要素が、立坑坑壁から2D（D：立坑の直径）以上離れていることによるものと推定される。このため、図3. 2. 39に示した、切羽通過直後の急激な破壊包絡線の方角への応力状態の移行傾向は、立坑坑壁付近に限定されるものと推定される。

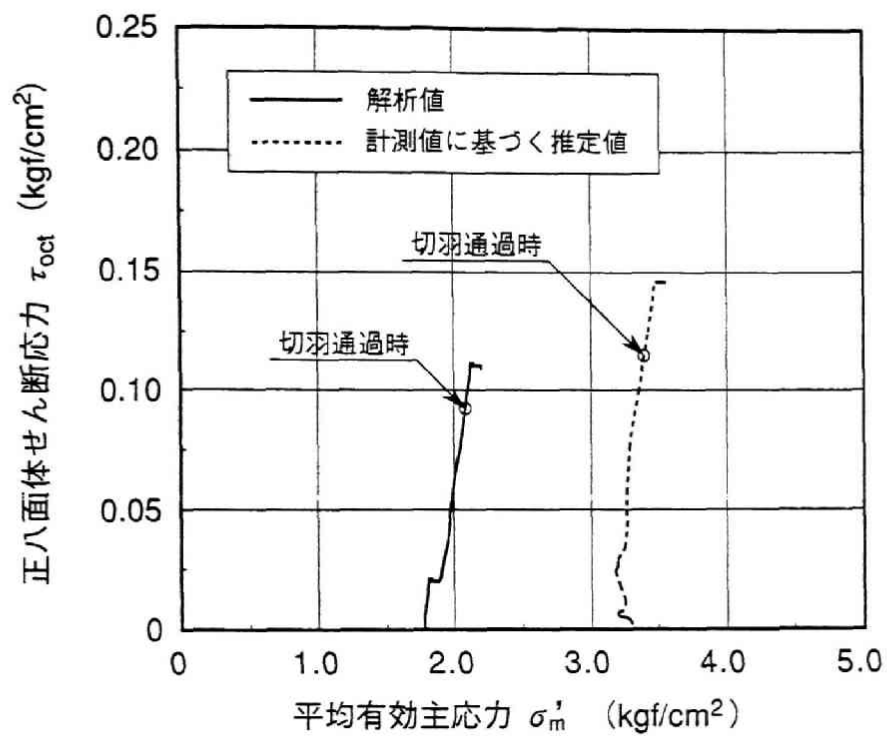


図4. 2. 1 4 有効応力経路 (P6: EL-38.0m 坑壁から4.75m)

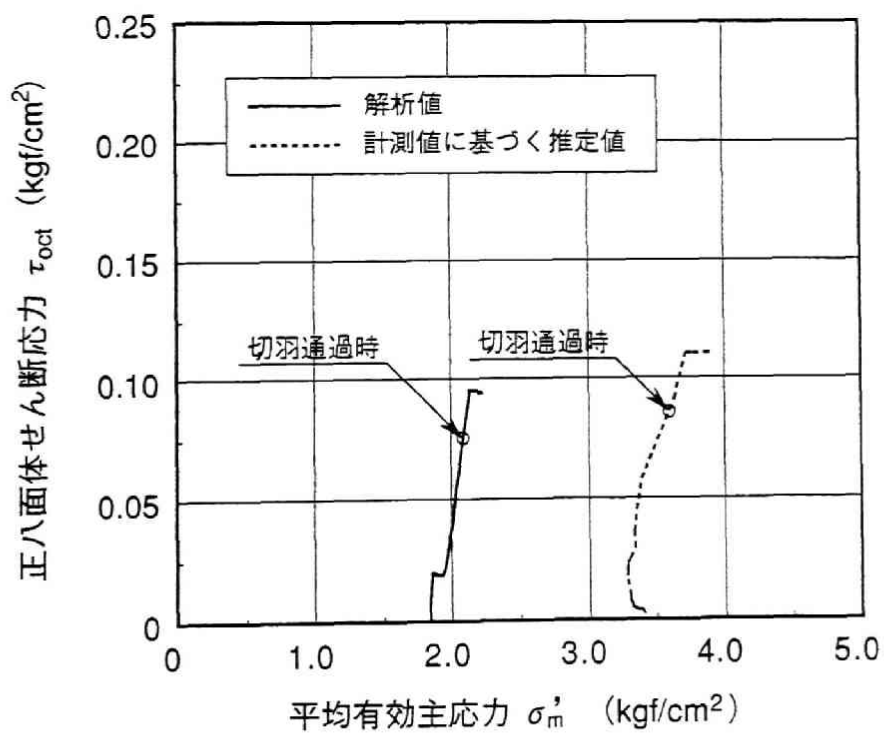


図4. 2. 1 5 有効応力経路 (P7: EL-38.5m 坑壁から5.43m)

4. 2. 3 空洞加圧時の地下水挙動

地下構造物建設後の地下水制御時の地下水挙動評価の例として、実験空洞での空洞内圧変化に伴う空洞周辺の地下水挙動を取り挙げる。

実験空洞での実験は、表4. 2. 2に示したように、注水加圧実験と圧気加圧実験とに分けられる。本節では、それぞれの加圧方式による周辺間隙水圧の変化の相関について検討する。なお、この検討では、立坑掘削時に顕著な間隙水圧変化を示したP1～P3の間隙水圧計は、空洞加圧時にほとんど反応しなかったもので、表4. 2. 5に示す16個の間隙水圧計の計測結果について着目する。

表4. 2. 5 空洞加圧時の着目間隙水圧計の設置位置

計器番号	標 高	実験用貯槽壁面からの距離 (m)
P4	EL- 36.80	4.70
P5	EL- 37.70	5.00
P6	EL- 38.00	3.50
P7	EL- 38.50	4.50
P8	EL- 36.80	7.80
P9	EL- 35.50	8.50
P10	EL- 40.10	2.20
P11	EL- 39.50	2.70
P12	EL- 40.00	3.80
P13	EL- 40.30	1.20
P14	EL- 42.70	8.00
P15	EL- 42.70	5.00
P16	EL- 42.70	1.00
P17	EL- 42.70	1.50
P18	EL- 41.70	3.50
P19	EL- 42.70	8.50

(1) 地下水挙動の計測結果

空洞内圧は、表4. 2. 2に示すように、注水加圧実験および圧気加圧実験でそれぞれ以下のような加圧ステップが計画された。

- ① 注水加圧実験：0.0→0.5→1.0→1.5→2.0→1.0→0.0 kgf/cm²
- ② 圧気加圧実験：0.0→0.5→1.0→1.5→2.0→0.0 kgf/cm²

これに対して、実験過程での空洞内圧は、加圧中の実験空洞への湧水により空洞内水位が上昇するために、表 4. 2. 6～表 4. 2. 7 および図 4. 2. 16 に示すように、安定値になるまで上昇する傾向を示した。この内圧の上昇傾向は、空洞内の空気量が少ない注水加圧実験で顕著に現れている。これに対して、圧気加圧実験では空洞内水位が低いため、実験中の空洞内圧の上昇量は、注水加圧実験に比べて小さくなっている。このため、空洞内圧が安定するまでの時間は、図 4. 2. 16 に示すように、全般的に注水加圧実験の方が圧気加圧実験に比べて長くなっている。ただし、計画空洞内圧が高くなるに連れて、実験空洞への湧水が減少するため、この実験中の空洞内圧の上昇量は小さくなった。

ここで、両加圧実験での間隙水圧の伝播状況を把握するため、各加圧段階毎での空洞内圧変化量 Δp_0 に対する空洞周辺での間隙水圧の変動量 Δp の比（以下間隙水圧変動率と称する）と、実験空洞壁面からの距離の関係を図 4. 2. 17 に示した。なお、この計測結果の整理で、各加圧段階毎での空洞内圧変化量 Δp_0 は、表 4. 2. 6～表 4. 2. 7 に示す実測の安定空洞圧力に基づき算定した。

図 4. 2. 17 に示すように、両加圧実験結果での空洞周辺の間隙水圧変化は、空洞壁面近傍ほど大きく、空洞から離れるに連れて小さくなり、壁面から 8～10 m 程度で収束する傾向にある。したがって、亀裂を含まない均質な地山での空洞内圧の変化に伴う間隙水圧の変化は、多孔質体理論に基づき推定される挙動とはほぼ類似した結果となる。

また、図 4. 2. 17 に示す間隙水圧変動率と空洞壁面からの距離との関係で、注水加圧実験結果と圧気加圧実験結果の間に、有意な相違は認められない。この傾向を明らかにするために、同じ計測箇所での注水加圧実験と圧気加圧実験の間隙水圧変動率の相関を図 4. 2. 18 に示した。図 4. 2. 18 に示すように、両加圧実験結果での間隙水圧変動率は、多少のバラツキはあるがほぼ同じ程度の値となっている。

さらに、同じ計測箇所での注水加圧実験と圧気加圧実験での、各加圧段階毎の安定間隙水圧の相関関係を図 4. 2. 19 に示した。図 4. 2. 19 に示すように、各計測点での安定間隙水圧は、注水加圧実験時と圧気加圧実験時ではほぼ同じ値となっている。

これらの各加圧段階毎の定常段階での安定間隙水圧の比較結果からは、実験空洞の加圧方式による間隙水圧の伝播について有意な相違は生じてない。

次に、実験空洞内圧変化に伴う非定常状態での間隙水圧の変化状況について検討する。ここでは、表 4. 2. 6～表 4. 2. 7 に示す各空洞内圧段階の中

表 4 . 2 . 6 実験空洞内圧の変化
(注水加圧実験)

実験空洞内圧		上昇圧力	時 間
計画圧力	実測安定圧力		
0.5	0.51 → 0.60	0.09	114.8
1.0	1.01 → 1.07	0.06	96.7
1.5	1.51 → 1.56	0.05	95.3
2.0	2.02 → 2.06	0.04	121.3
1.0	1.01 → 1.08	0.07	97.5

単位 kgf/cm^2 kgf/cm^2 kgf/cm^2 hr.

表 4 . 2 . 7 実験空洞内圧の変化
(圧気加圧実験)

実験空洞内圧		上昇圧力	時 間
計画圧力	実測安定圧力		
0.5	0.51 → 0.54	0.03	72.2
1.0	0.98 → 1.00	0.02	103.0
1.5	1.48 → 1.49	0.01	92.0
2.0	1.96 → 1.97	0.01	100.7

単位 kgf/cm^2 kgf/cm^2 kgf/cm^2 hr.

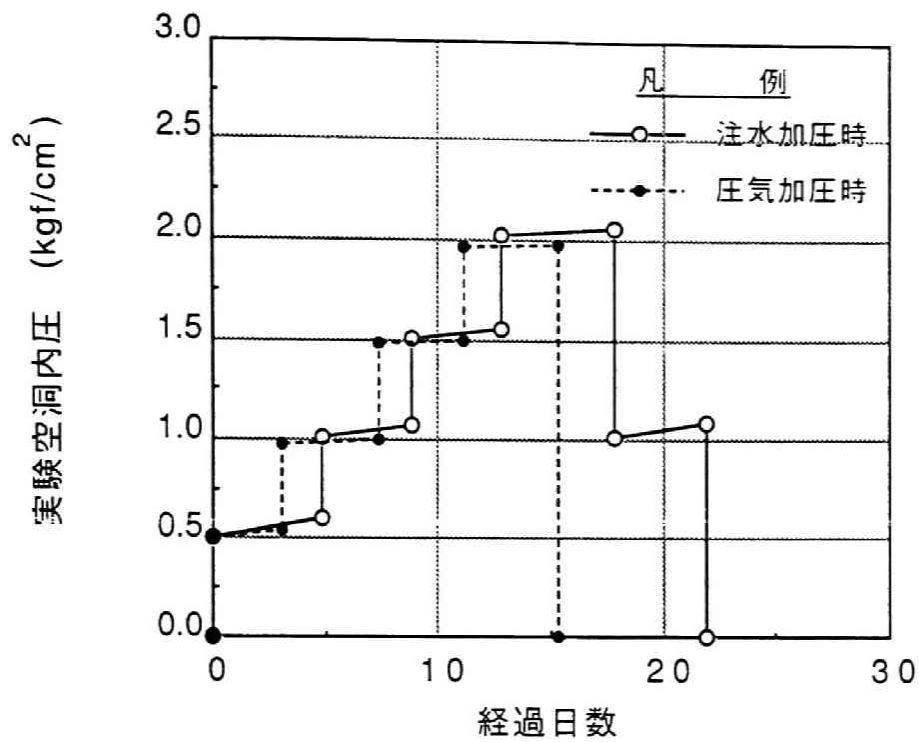


図 4. 2. 1 6 実験空洞内圧の経時変化の比較

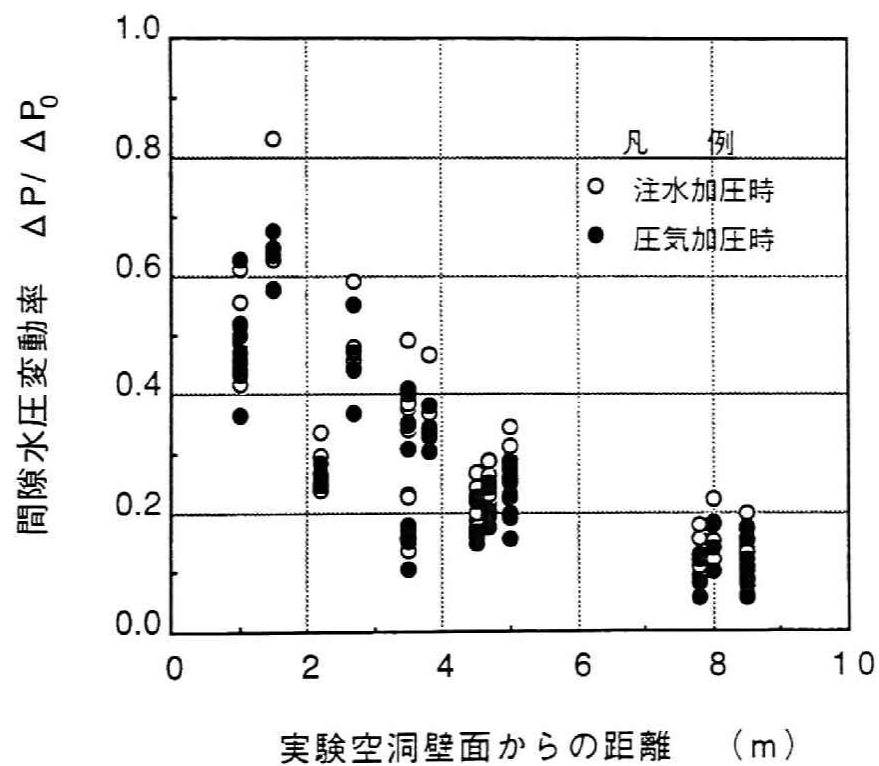


図 4. 2. 1 7 圧力変動率と距離の関係

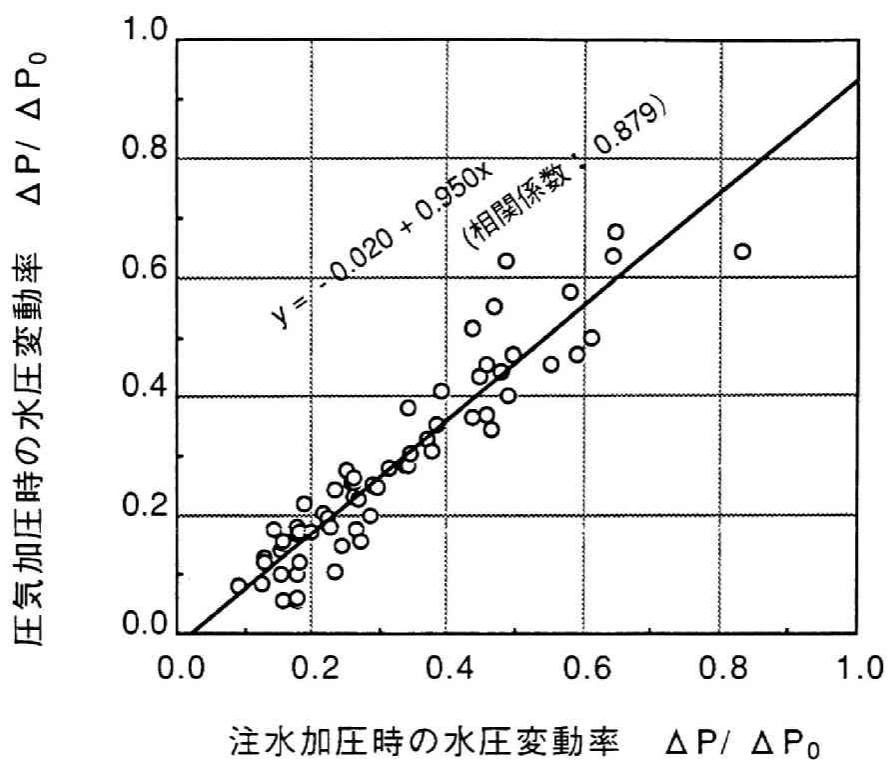


図 4 . 2 . 1 8 注水加压時と圧気加压時の水圧変動率の相関

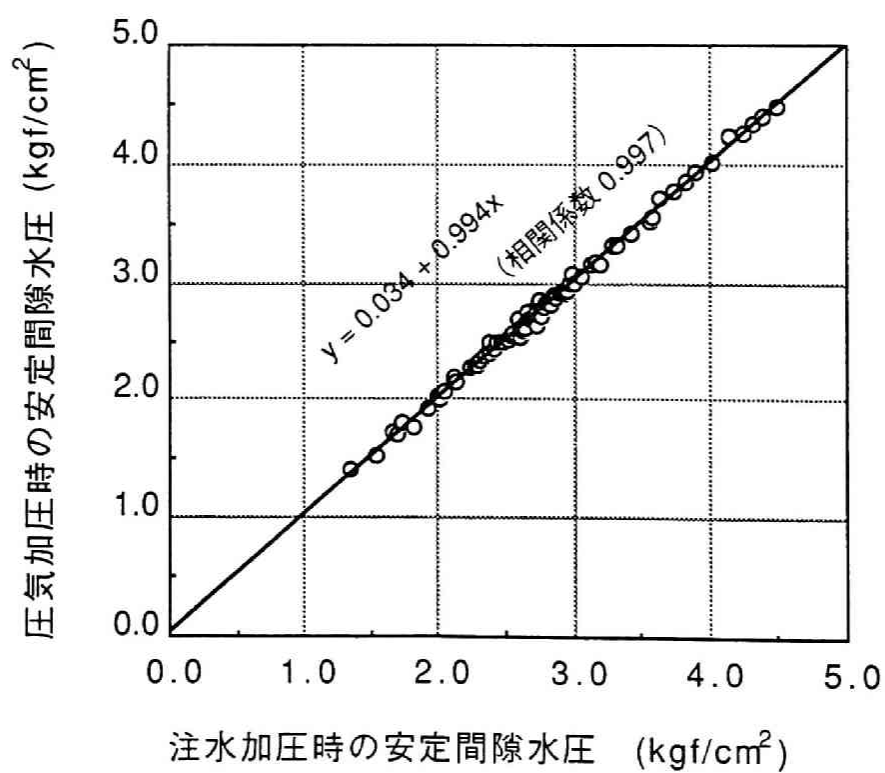


図 4 . 2 . 1 9 注水加压と圧気加压時の安定間隙水圧の相関

で、空洞内圧変化が最も顕著である、計画空洞内圧変化が $0.0 \rightarrow 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ と変化する場合の両加圧実験時の間隙水圧挙動について着目する。

実験空洞内圧が $0.0 \rightarrow 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ と変化させた場合の、実験空洞に対して左右の水平方向、鉛直方向および左右45度方向に設置された間隙水圧計での計測結果を、図4.2.20～図4.2.24に示した。

これらの図に示す計測結果で、いずれの計測点でも、圧気加圧時の間隙水圧変化は、注水加圧時の変化に比べて早く収束する。この傾向は、図4.2.16に示したように、圧気加圧実験の場合には実験空洞への湧水による空洞内圧変化が早期に収束することによる。これに対して、注水加圧実験では、実験空洞への湧水により空洞内圧が変動するため、これに伴い地山内の間隙水圧が安定するのに圧気加圧時に比べて、時間を要するものと推定される。

また、経時的な間隙水圧変化の傾向で、加圧時の初期間隙水圧を比較すると、圧気加圧時の初期値が、注水加圧時に比べて多少大きな値となっている。そして、この加圧の初期段階での間隙水圧の相違は、実験空洞からの距離が大きいほど顕著である。一方、安定状態の間隙水圧は、加圧方式の相違に関わらずほぼ一致した値となっている。この安定状態の間隙水圧が、加圧方式の相違に関わらずほぼ一致した値となる傾向は、図4.2.19に示したように各加圧段階での計測結果に共通するものである。

この両加圧方式による経時的な間隙水圧の変化傾向の相違を明らかにするため、両加圧実験での各間隙水圧計のそれぞれの初期状態および安定状態での差分を図4.2.25に示した。なお、図4.2.25に示す間隙水圧の差分は、圧気加圧実験での計測値から注水加圧実験での計測値を差し引いた値とした。

同図に示すように、初期状態での間隙水圧は、圧気加圧実験時の方が、注水加圧実験時に比べて、 $0.05 \sim 0.10 \text{ kgf/cm}^2$ 程度高めの値となっている。そして、この差分値は、多少のバラツキはあるが、空洞壁面から離れるに連れて大きくなる傾向にある。これに対して、安定状態では、両加圧実験結果での間隙水圧の差分値が 0.025 kgf/cm^2 以下と小さくなるため、加圧方式による間隙水圧の相違はほとんど認められなくなる。このため、図4.2.20～図4.2.24に示したように、両加圧実験結果での間隙水圧の経時変化の相違は、実験空洞に近いほど小さくなり、逆に実験空洞から離れるほど大きくなる。したがって、初期状態での間隙水圧の相違は、圧気加圧実験開始時の実験空洞から離れた位置では、先行して実施された注水加圧時の過剰間隙水圧が残留していることによるものと推定される。

この注水加圧時の過剰間隙水圧が残留していると推定される傾向は、図4.2.26～図4.2.29に示す間隙水圧変動比の経時変化よりも明らかとな

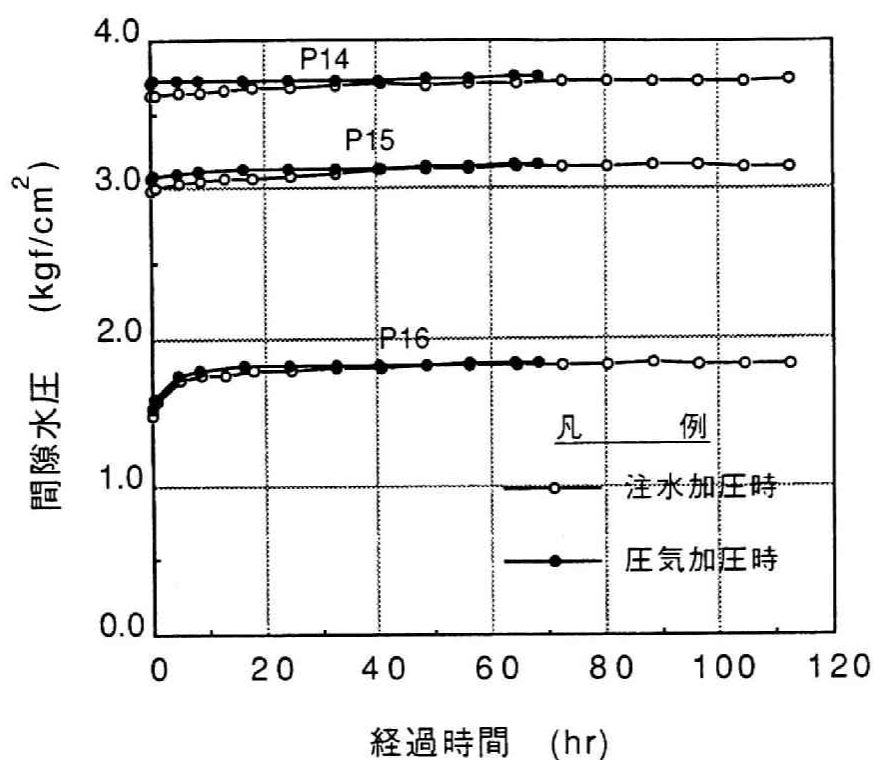


図 4. 2. 2 0 間隙水圧の経時変化
(実験空洞左水平方向, 空洞内圧 $0.0 \rightarrow 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)

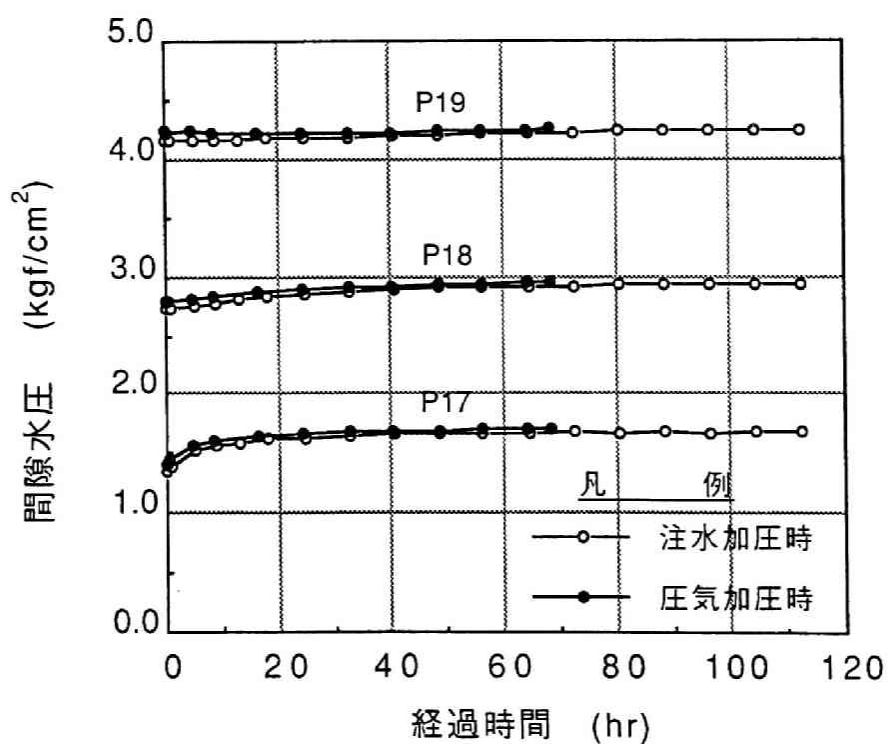


図 4. 2. 2 1 間隙水圧の経時変化
(実験空洞右水平方向, 空洞内圧 $0.0 \rightarrow 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)

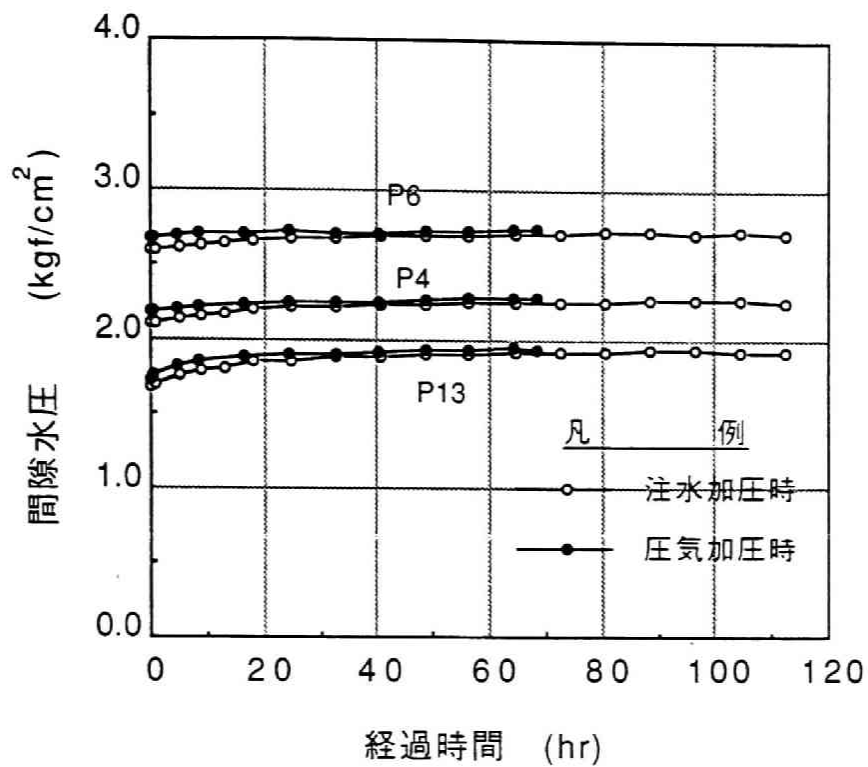


図 4. 2. 2 2 間隙水圧の経時変化
(実験空洞鉛直方向, 空洞内圧 $0.0 \rightarrow 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)

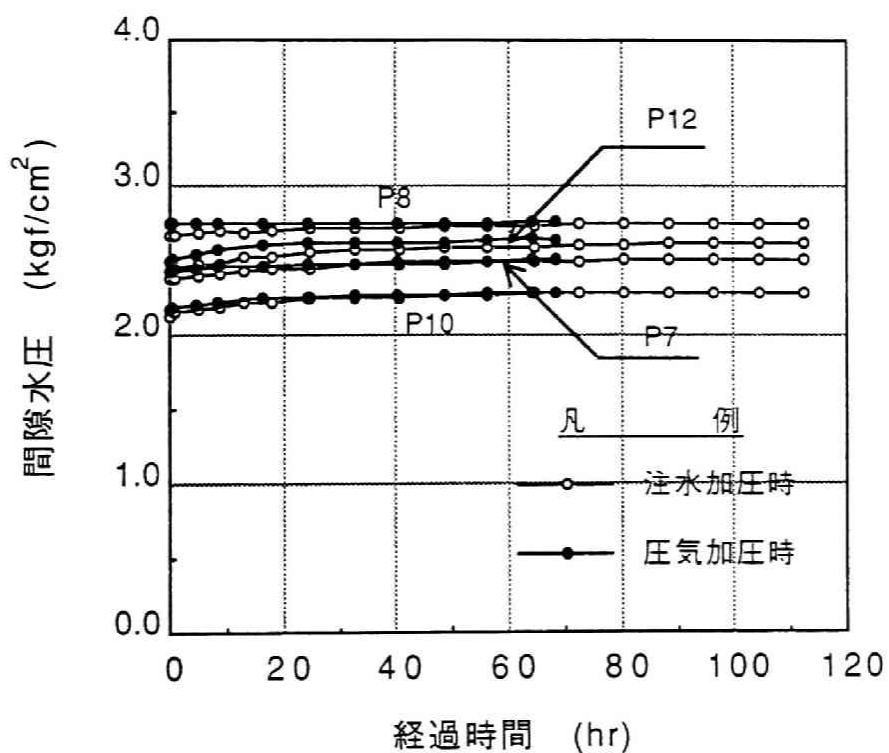


図 4. 2. 2 3 間隙水圧の経時変化
(実験空洞左 4 5 度方向, 空洞内圧 $0.0 \rightarrow 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)

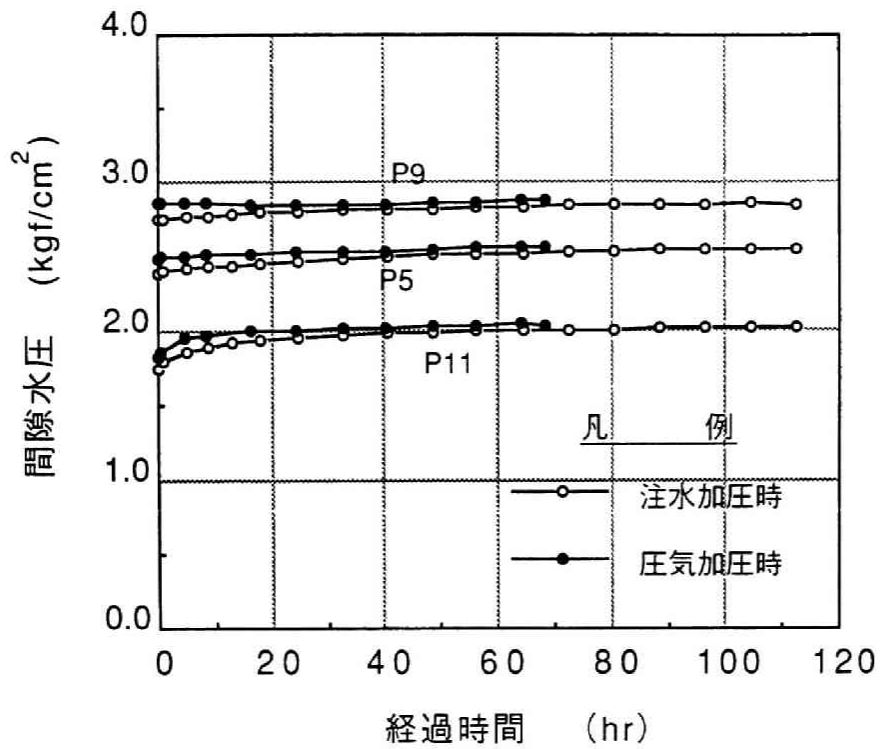


図 4. 2. 2 4 間隙水圧の経時変化
(実験空洞右 4 5 度方向, 空洞内圧 $0.0 \rightarrow 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)

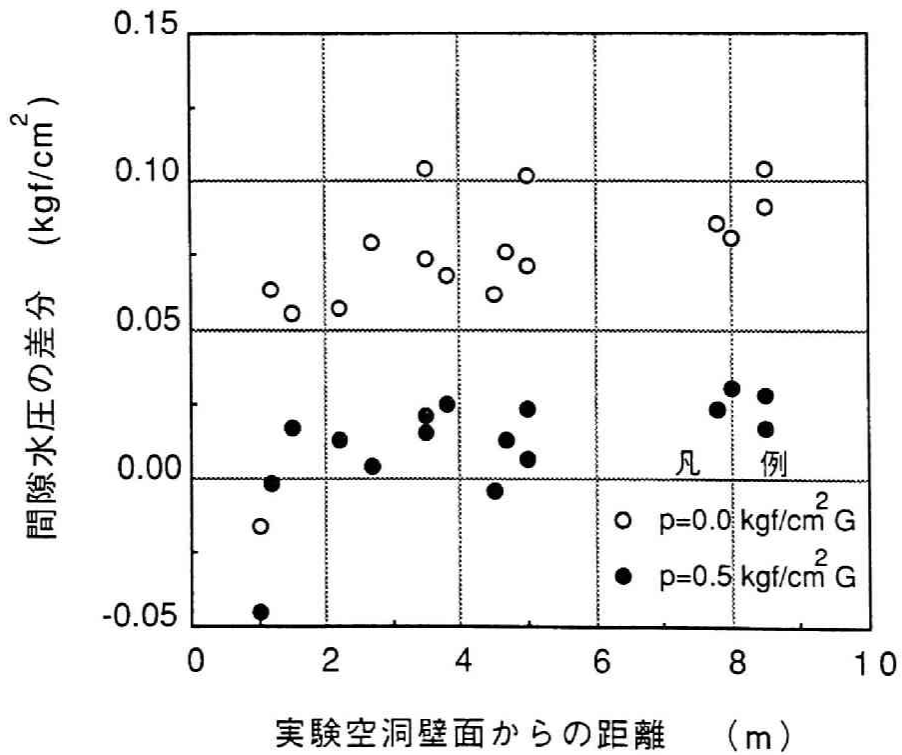


図 4. 2. 2 5 注水加圧時と圧気加圧時の間隙水圧の差分
($p = 0.0 \rightarrow 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)

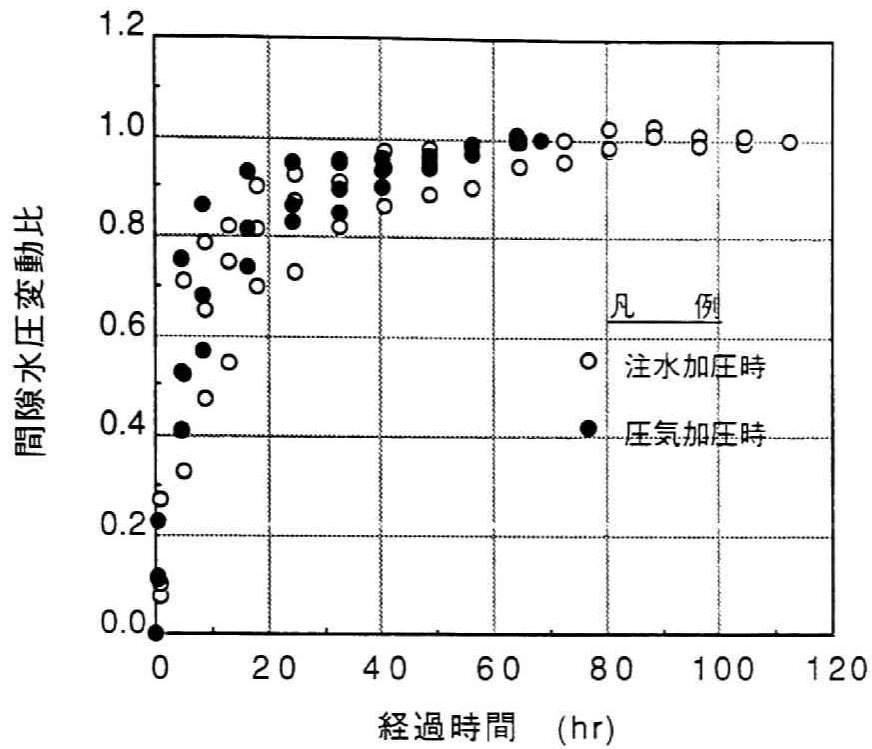


図 4. 2. 2 6 間隙水圧変動比の経時変化
(実験空洞内圧 $0.0 \rightarrow 0.5 \text{ kgf/cm}^2$, 空洞壁面から $0.0 \sim 2.0 \text{ m}$)

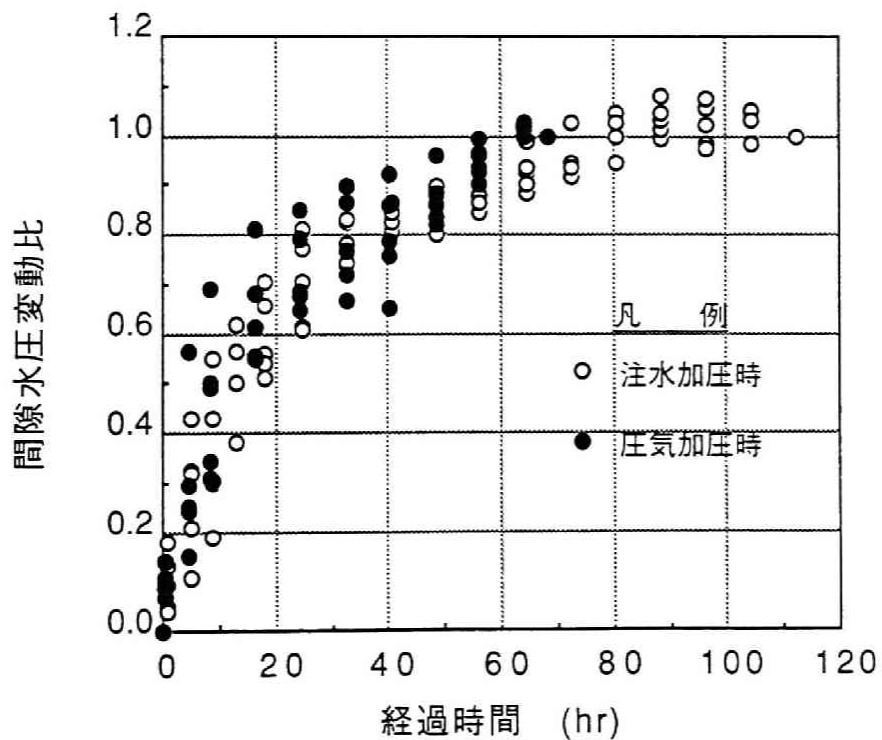


図 4. 2. 2 7 間隙水圧変動比の経時変化
(実験空洞内圧 $0.0 \rightarrow 0.5 \text{ kgf/cm}^2$, 空洞壁面から $2.0 \sim 4.0 \text{ m}$)

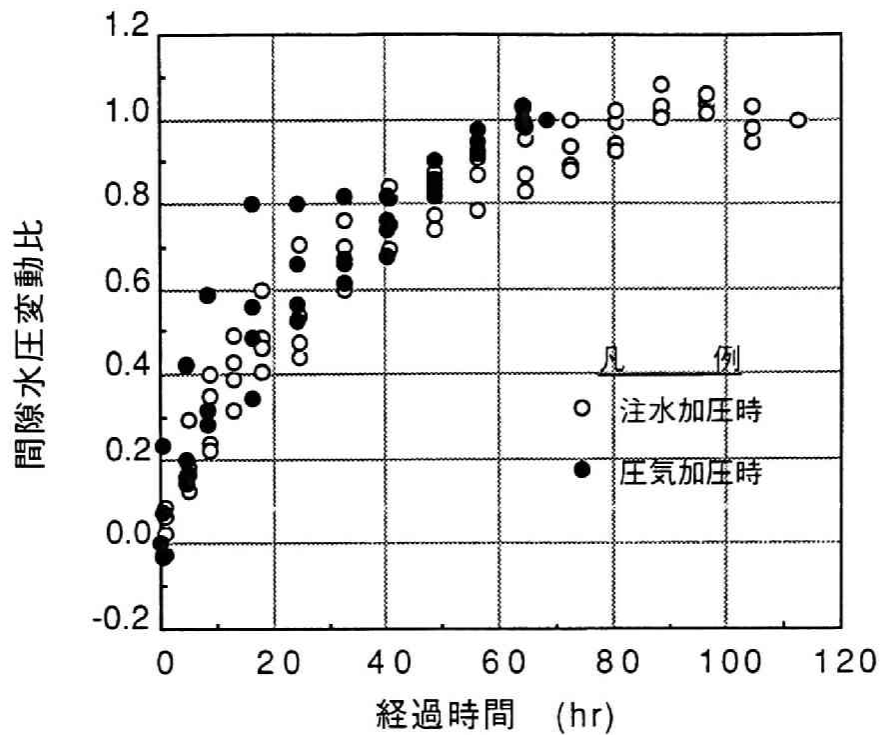


図 4. 2. 2 8 間隙水圧変動比の経時変化
(実験空洞内圧 $0.0 \rightarrow 0.5 \text{ kgf/cm}^2$, 空洞壁面から $4.0 \sim 6.0 \text{ m}$)

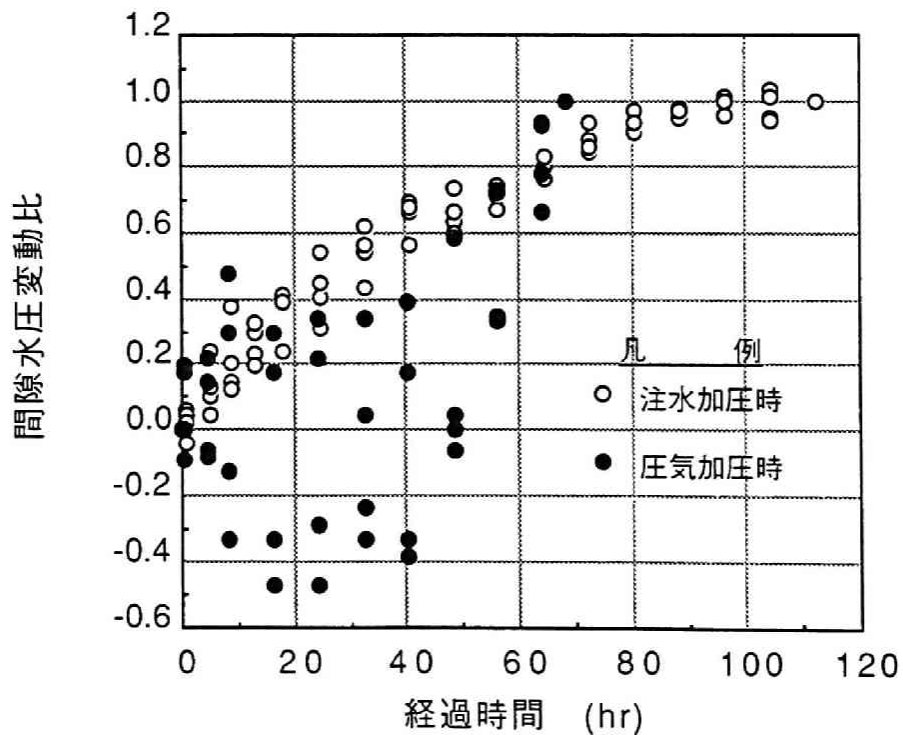


図 4. 2. 2 9 間隙水圧変動比の経時変化
(実験空洞内圧 $0.0 \rightarrow 0.5 \text{ kgf/cm}^2$, 空洞壁面から 6.0 m 以上)

る。これらの図では、実験空洞壁面から0.0～2.0m、2.0～4.0m、4.0～6.0mおよび6.0m以上の各範囲毎での、間隙水圧変動比の経時変化を示した。ここで、間隙水圧変動比は、式（4. 2. 1）に示したように、ある時間での間隙水圧の初期値からの変動量を全間隙水圧変動で正規化したものである。

これらの図に示すように、実験空洞壁面から0.0～6.0mの距離の観測点での計測結果では、圧気加圧実験時の安定状態に達するまでの時間が短いことを除いて、両加圧実験結果での間隙水圧変動比に有意な相違は認められない。また、空洞内圧の変化に伴う間隙水圧の変化と実験空洞からの距離の關係に着目すると、両加圧実験での計測結果とも、実験空洞から離れるにしたがって、間隙水圧変動比の上昇の勾配がゆるやかになる。

しかし、実験空洞壁面から6.0m以上の距離の観測点では、圧気加圧実験時と注水加圧実験時の計測結果に顕著な相違が認められる。すなわち、注水加圧実験時の間隙水圧は長時間に渡りゆるやかに上昇する傾向を示す。これに対して、圧気加圧実験時の間隙水圧は、加圧直後からかなりの期間に渡り間隙水圧が一旦低下した後上昇する傾向を示す。この相違は、図4. 2. 20～図4. 2. 24に示したように、圧気加圧実験開始時の実験空洞から離れた位置では、先行して実施された注水加圧時の過剰間隙水圧が残留しているによるものと推定される。また、図4. 2. 17の間隙水圧変動率と距離の關係に示したように、実験空洞壁面から6.0m以上の領域での間隙水圧変動量自体が小さい。このため、間隙水圧変動比自体が間隙水圧計の計測精度から判断して、必ずしも正確な値でない可能性があるかと推定される。

（2）計測結果の解析および考察

（1）に示したように、空洞内圧変化に伴う非定常的な間隙水圧変化は、空洞の加圧方式による相違は小さく、実験空洞壁面から徐々に時間遅れを伴い伝播していく傾向のあることが確認された。このため、第2章に示した支配方程式に基づく応力・浸透連成解析手法を適用し、空洞内圧変化に伴う間隙水圧変化について検討する。

（a）解析条件および解析モデル

（1）に示した空洞内圧変化に伴う間隙水圧の計測結果は、実験空洞での加圧実験に先立つ、図4. 2. 1に示すような計測用横坑・作業用斜坑・立坑・実験空洞の掘削による影響を受けたものである。これに対して、ここでの検討の目的は、空洞全域に内圧が作用した場合の周辺岩盤内への非定常的な間隙水圧の伝播して行く特性について評価することである。このため、本解析では、

4. 2. 2 の立坑掘削時の地下水挙動の解析と同様に、計測値自体ではなく、空洞加压に伴う間隙水圧変化についての定性的な比較検討を行う。

なお、本解析では、(1) に示したように圧気加压実験の方が実験空洞への湧水に伴う空洞内圧変化が小さいことから、解析対象とする空洞の加压方式としては、圧気実験を採用する。

ここで、このように空洞全域に内圧が作用した場合の地下水挙動解析には、3. 4. 2 の地下水挙動評価手法に示したように、二次元平面ひずみによるモデル化が適用可能となる。このため、本解析での解析モデルとしては、図 4. 2. 30 に示す二次元モデルを採用した。また、この解析での境界条件を同図に併せて示した。

解析用物性値は、4. 2. 2 の立坑掘削時の地下水挙動の解析と同様に、表 4. 2. 4 に示すように設定した。

次に、初期応力分布および初期間隙水圧分布は、図 4. 2. 30 に示すモデル図での、地表面を原点とした有効土被り圧による等方応力、静水圧を仮定した条件で、計測用横坑および実験空洞を掘削した解析結果での定常状態を採用した。

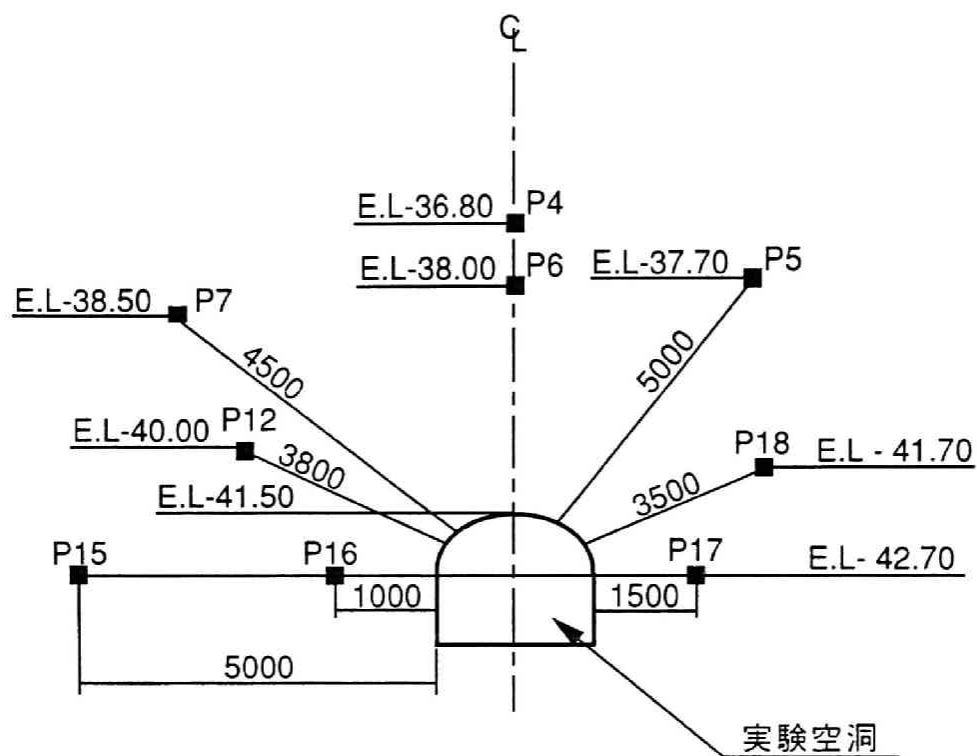
(b) 解析結果および考察

本解析の目的は、(a) で述べたように空洞内圧変化に伴う間隙水圧の経時的な変化について検討を加えることである。したがって、解析結果と計測結果の比較は、図 4. 2. 26～図 4. 2. 29 に示したような間隙水圧変動比の経時変化を用いて検討を加える。

ここで、(1) の計測結果の分析より、空洞内圧変化に伴う非定常的な間隙水圧変化は、実験空洞壁面から徐々に時間遅れを伴い伝播していく傾向がある。この傾向について検討するために、解析結果と計測結果の比較として、図 4. 2. 31 に示す、実験空洞壁面からそれぞれ1.0m、1.5m、3.5mおよび5.0mの距離のグループに分類した観測点での間隙水圧変化に着目する。なお、図 4. 2. 29 に示したように、圧気加压時の実験空洞壁面から6.0m以上の距離の観測点での間隙水圧の計測結果は、事前の注水加压実験時から残留する水圧の影響を受けているので、ここでの検討対象からは除外した。

図 4. 2. 31 に示すように実験空洞壁面からの距離で分類した、各グループの観測点での間隙水圧変動比の経時変化の、解析結果と計測結果の比較を図 4. 2. 32～図 4. 2. 35 に示した。

これらの図に示す比較で、解析結果の間隙水圧変化は、計測結果と同様に、実験空洞に近い位置では急激に上昇するのに対して、実験空洞から離れるに連



着目間隙水圧計

グループ 1 : P 1 6 (空洞壁面から1.0m)

グループ 2 : P 1 7 (空洞壁面から1.5m)

グループ 3 : P 6 (空洞壁面から3.5m)
P 1 2 (空洞壁面から3.8m)
P 1 8 (空洞壁面から3.5m)

グループ 4 : P 4 (空洞壁面から4.7m)
P 5 (空洞壁面から5.0m)
P 7 (空洞壁面から4.5m)
P 1 5 (空洞壁面から5.0m)

図 4 . 2 . 3 1 着目間隙水圧計の位置図

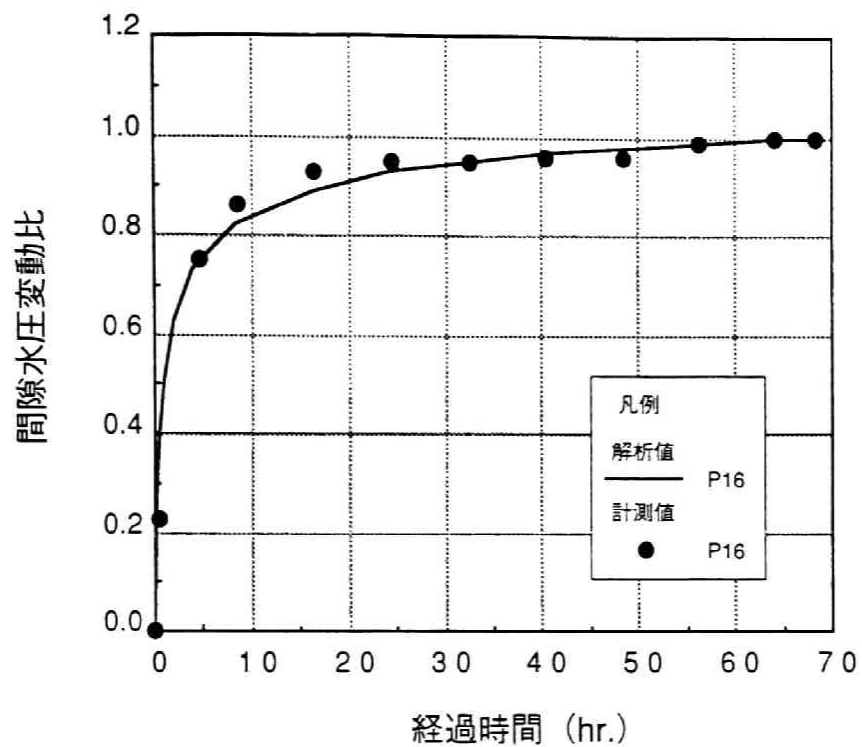


図 4. 2. 3 2 間隙水圧変動比の経時変化の比較
(実験空洞壁面から1.0m)

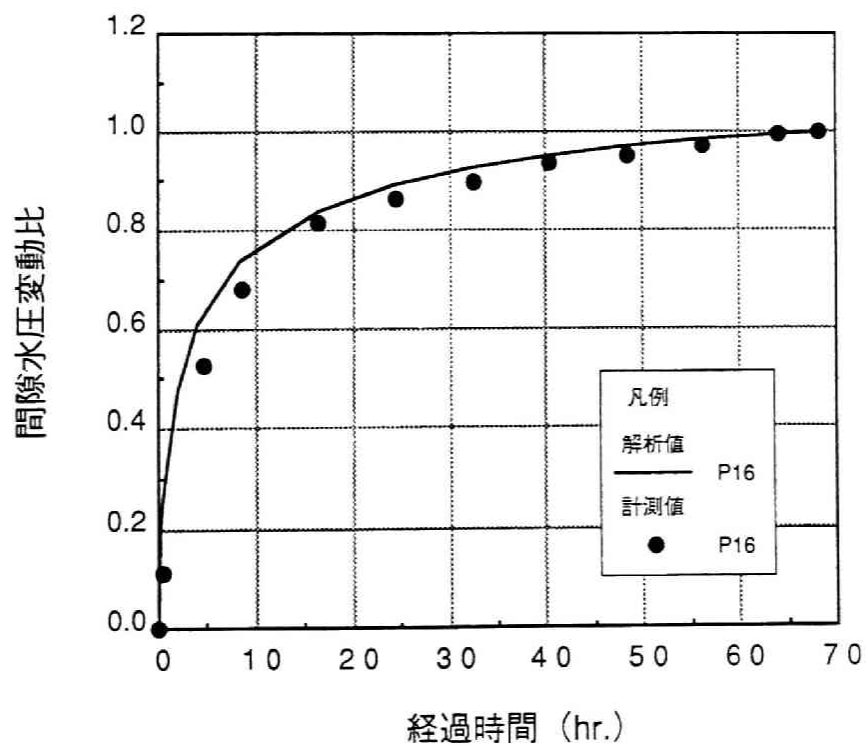


図 4. 2. 3 3 間隙水圧変動比の経時変化の比較
(実験空洞壁面から1.5m)

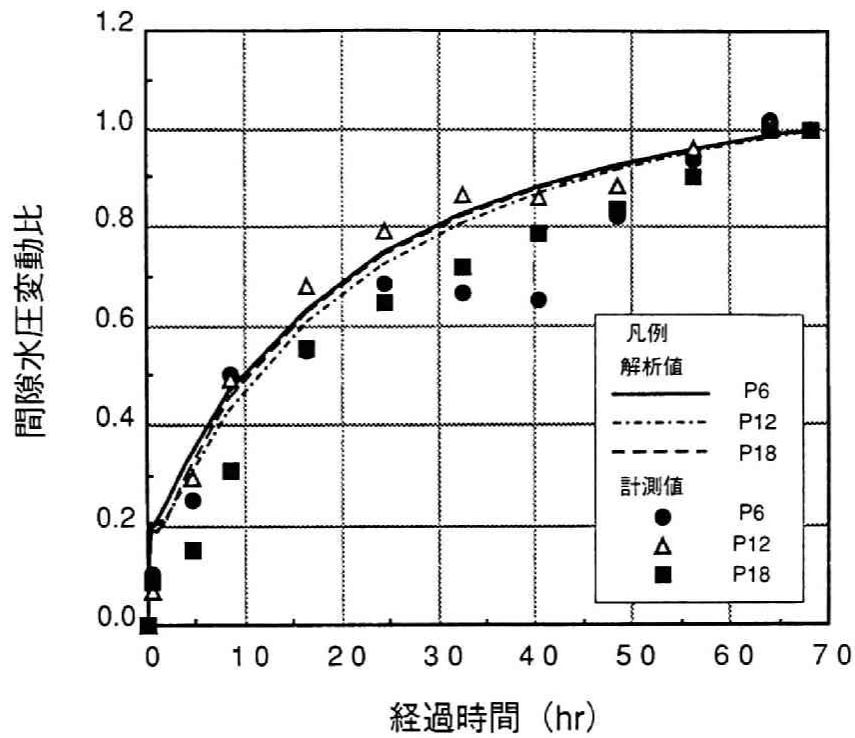


図 4. 2. 3 4 間隙水圧変動比の経時変化の比較
(実験空洞壁面から3.5m付近)

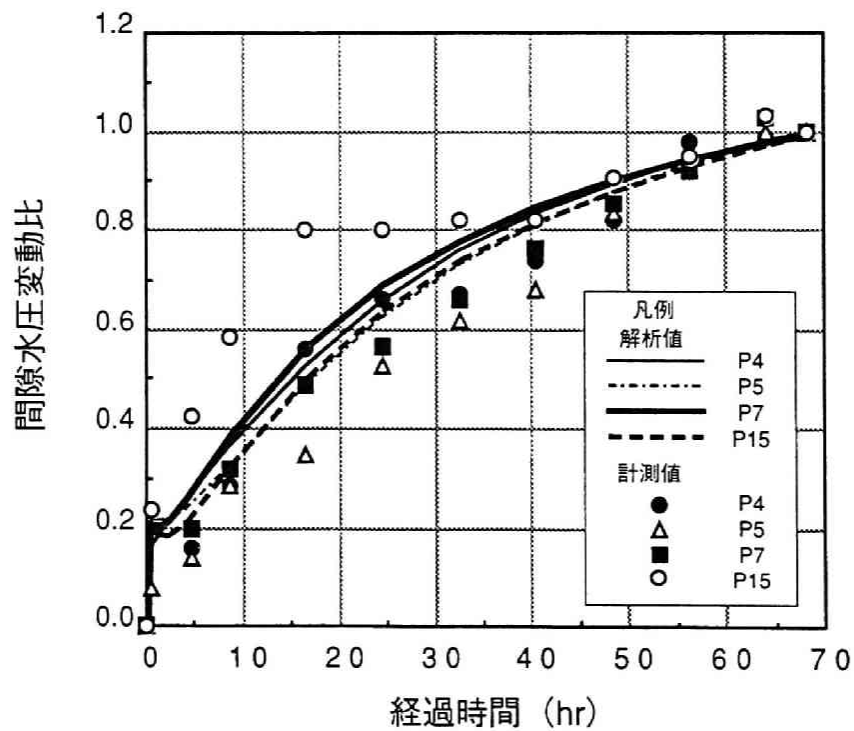


図 4. 2. 3 5 間隙水圧変動比の経時変化の比較
(実験空洞壁面から5.0m付近)

れてゆるやかに上昇する傾向を示す。特に、実験空洞壁面からそれぞれ1.0mおよび1.5mの位置での解析結果の間隙水圧変動比は、計測結果とほとんど一致している。また、実験空洞壁面からそれぞれ3.5mおよび5.0mのグループでの計測結果の間隙水圧変動比は多少バラツキを示すが、解析結果の変動比はほぼ計測値を平均した範囲の値を示す。

以上の比較結果より、空洞内圧の上昇に伴う周辺岩盤内での非定常的な間隙水圧の変化挙動について、解析結果は計測結果と概ね良好な一致を示している。

したがって、本検討に示した二次元平面ひずみモデルを用いた数値解析手法は、空洞内圧変化に伴う非定常的な地下水挙動の評価および予測に適用する上で有効であることが確認された。

4. 3 硬岩中の地下水制御

本節では、亀裂性岩盤中に建設された原油を対象とした水封式燃料貯蔵施設を、硬岩中での地下水制御の原位置問題への適用例として取り挙げ、その大規模並設空洞掘削時の地下水挙動³⁾について検討を加える。

4. 3. 1 概 要

水封式燃料貯蔵施設の建設サイトの地質状況は、上部風化帯と下部岩盤に区分される。燃料貯蔵用空洞が構築される下部岩盤は、新期領家花崗岩と呼ばれる白亜紀後期の花崗岩ないし花崗閃緑岩に属し、一部にアプライトおよびペグマタイトが貫入しているが、全般に青灰～灰色を呈し堅硬緻密である。この下部岩盤の力学・水理特性についての事前調査結果は、次のように要約される。

- ① 岩盤等級は、電中研式の岩盤区分でB～C_H級に属する。
- ② ボーリングコアの一軸圧縮強度は、800～1,000kgf/cm²の範囲にある。
- ③ 岩盤の不連続性を表す指数であるR Q Dは80～85%であり、割れ目は比較的少ない。また、その割れ目に沿った風化変色もほとんど認められない。
- ④ 空洞の安定性の検討段階で、岩盤は亀裂の分布状況等に考慮した等級に区分され、その平均的な巨視的変形係数は、65,000kgf/cm²と設定された。
- ⑤ 破碎部を含めた岩盤の透水係数は、ボーリング孔を用いた透水試験結果で、 $1 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-8}$ cm/sec程度である。

水封式燃料貯蔵施設は、図4. 3. 1および図4. 3. 2に示すように、幅20.5m×高さ30.0mの食パン型断面で、長さが230m～448mの7本の燃料貯蔵用空洞に加えて、水封トンネルおよび作業トンネル等の周辺の各トンネルからなっている。

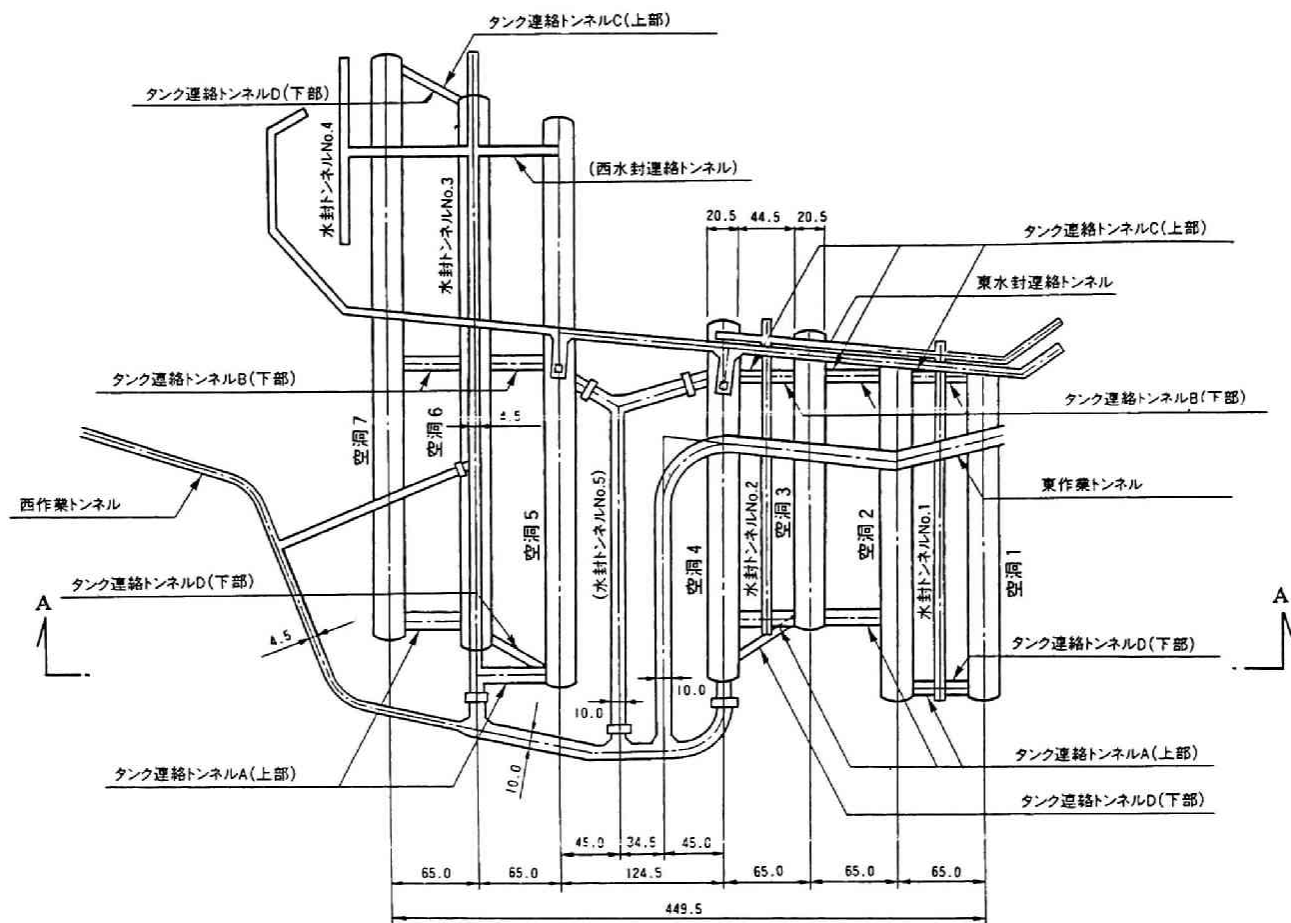


図 4. 3. 1 貯蔵用空洞配置平面図

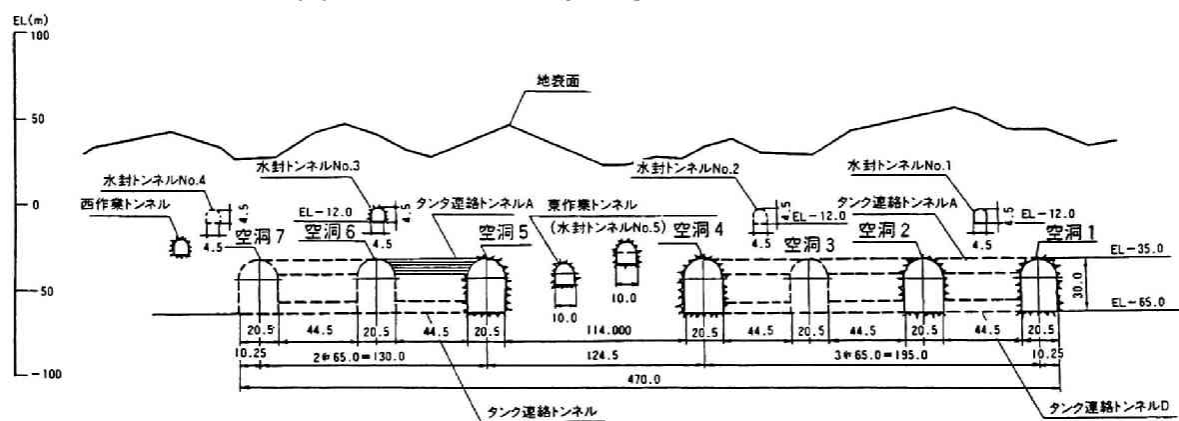


図 4. 3. 2 貯蔵用空洞配置断面図

この内、燃料貯蔵用空洞は、EL-65m～EL-35mに位置し、地表面からの土被りは80～100m程度である。水封トンネルは、燃料貯蔵用空洞天端から上方23mに位置し、図4.3.3に示すように、水封トンネル側壁から各貯蔵用空洞を覆うように水封ボーリング孔が15mピッチで設置された。この水封ボーリングからの注水は、空洞掘削に伴う地下水位の低下を抑制する目的で、下部の燃料貯蔵用空洞の掘削中に開始された。このため、この燃料貯蔵用空洞の掘削は、上部からの注水により地下水位を制御しながら施工が進められるという前例のないものとなった。

また、空洞掘削時の地下水挙動の主たる監視項目として、地下水位が、図4.3.4に示すように建設サイトを網羅した広範囲に配置された観測用井戸で計測された。

4.3.2 大規模並設空洞掘削時の地下水挙動

従来より、亀裂性岩盤では、岩盤中の亀裂の体積はごく一部であるのに、地下水の流れの大部分が亀裂に支配されることがDugidら⁶⁾を始めとして多くの研究者により指摘されている。すなわち、この水封式燃料貯蔵施設の地質状況のように、RQDが80～85%と亀裂の体積は小さいが、健全部自体の透水性が低い場合には、空洞掘削に伴う地下水挙動は亀裂に支配される可能性が高い。

このため、空洞掘削に伴う地下水挙動の一次データ処理結果として、地下水位と空洞内湧水状況の計測結果を示すとともに、地下水挙動と空洞内で観察された亀裂の分布状況との相関について検討を加える。また、この亀裂の分布状況と地下水挙動の相関についての検討では、亀裂の三次元的な分布状況を定量的に評価するために、小田ら⁴⁾により提案されているクラックテンソルの考え方を適用する。

さらに、地下水挙動についての検討結果を踏まえて、空洞掘削に伴う地下水位の変化を数値解析により検討を加える。

(1) 地下水挙動の計測結果

空洞掘削に伴う地下水挙動についての計測結果の一次データ処理結果として、地下水位および空洞内の湧水状況について要約して示す。

(a) 地下水位

空洞掘削時の地下水位の計測結果より、各観測井戸での地下水位の変化傾向は、表4.3.1に示すようなパターンに分類される。

一般に、広域地下水の流動特性は、谷線や尾根線のような地形の影響を受け

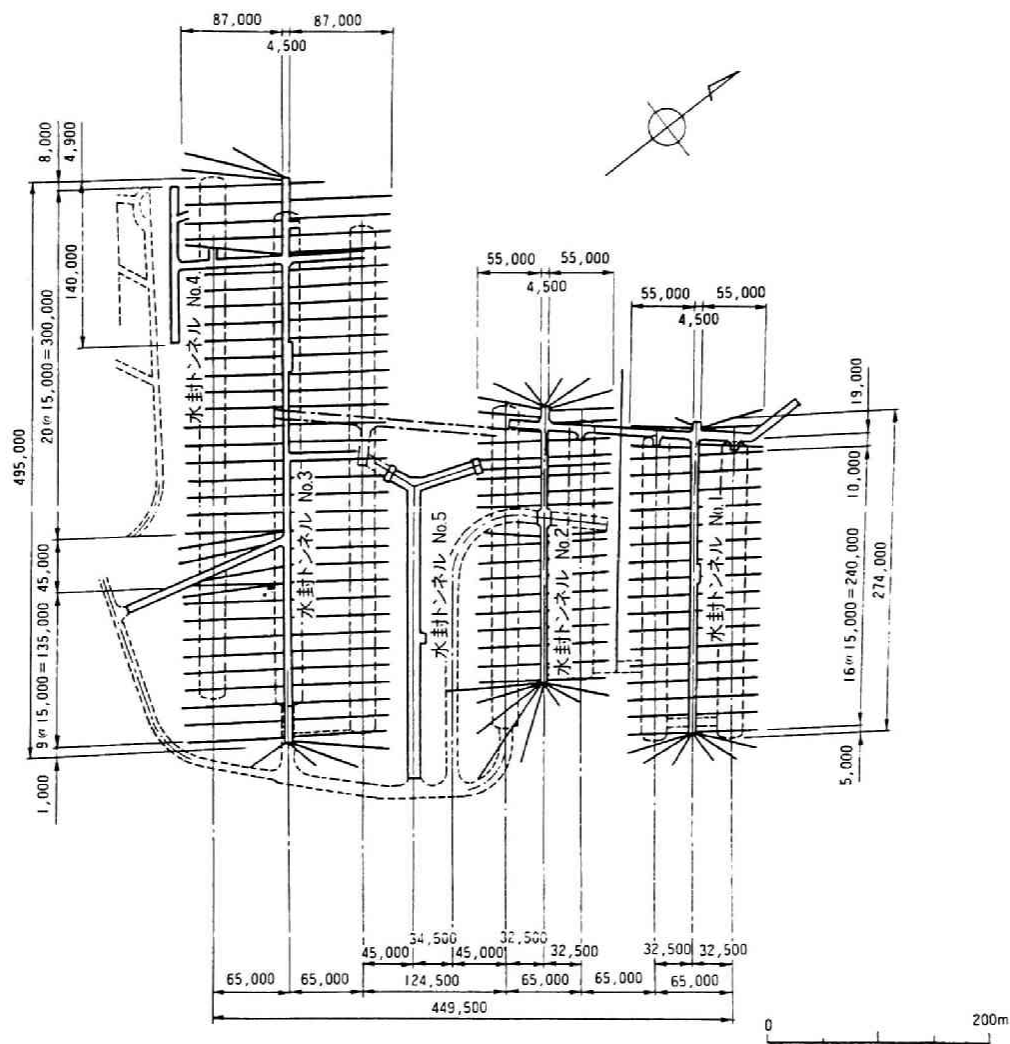


図 4. 3. 3 水封ボーリング配置図

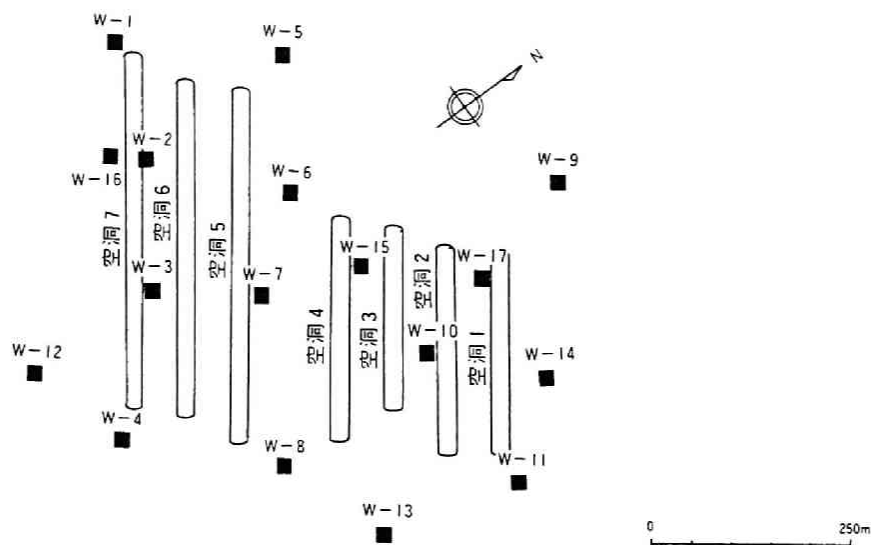


図 4. 3. 4 地下水位観測位置図

表 4. 3. 1 地下水位の変動パターン

変動パターン	観測井戸
掘削に敏感に反応する井戸	W-1, W-2, W-10, W-16, W-17
降雨に敏感に反応する井戸	W-4, W-8
季節変動の影響を受ける井戸	W-3, W-7, W-12, W-15
掘削・降雨ともに反応しない井戸	W-6, W-5, W-9, W-11, W-13, W-14

る。このため、表 4. 3. 1 に示すように変動特性が分類される各観測井戸の位置と地形との関係について図 4. 3. 5 に示した。

図 4. 3. 5 の地形図では、谷線、尾根線および、露頭で観察された崖錐堆積部を示した。この地形図で、谷線および崖錐堆積部の分布形状は、図中で左側の空洞 5 ～空洞 7 では、ほぼ空洞軸方向と一致する傾向にある。これに対して、図中の右側の空洞 1 ～空洞 4 では、谷線および崖錐堆積部の分布形状は、空洞 4 の中央部を横切る谷線を境として変化し、空洞軸と斜交する傾向にある。このような谷線の分布状況から判断すると、空洞 1 ～空洞 4 と空洞 5 ～空洞 7 は、両者の間に存在する谷部を境にして別々の水系に属し、それぞれの領域で独立した地下水挙動を示す可能性がある。

次に、表 4. 3. 1 に示した各変動パターンに属する観測井戸の位置と当サイトの地形との関係は、以下のように要約される。

- 1) 掘削に対して反応を示す井戸は、空洞 7 の北西側の箇所と、空洞 1 の中央部から空洞 2 の北西側で谷線方向に空洞を斜交する箇所に位置している。また、これらの井戸は、W-1 孔を除いて崖錐層の存在しないところおよび、崖錐層の薄いところに位置している。
- 2) 降雨に対して反応する井戸は、いずれも崖錐層内の谷線の末端部に位置している。したがって、これらの井戸は、崖錐層への降雨浸透の影響を明確に反映しているものと推定される。
- 3) 季節変動による影響を受ける井戸は、空洞 4 の中央部を横切るの谷線を境として空洞 5 ～空洞 7 側の中央部で、崖錐層の存在しないところに位置している。また、これらの井戸での地下水位は、図 4. 3. 6 の W-3、W-7 孔、W-12 および W-15 孔での計測結果に代表されるように、周期的な変化挙動を示す。その変化モードは、渇水期の 12 月～1 月および降水期の 8 月～9 月から 2～3 ヶ月の時間遅れを生じて、それぞれ最小値および最大

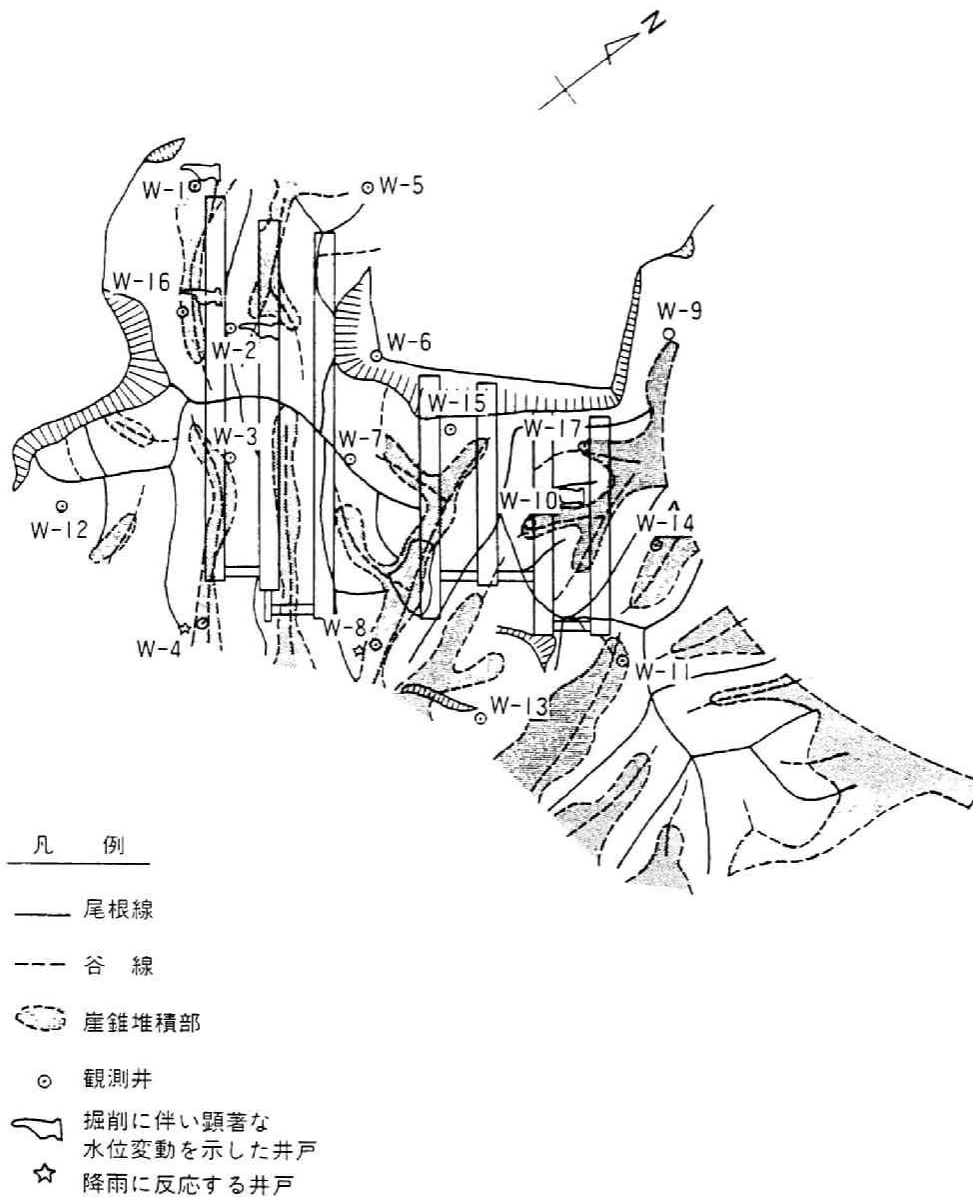


図 4 . 3 . 5 地下水位観測井と地形との相関

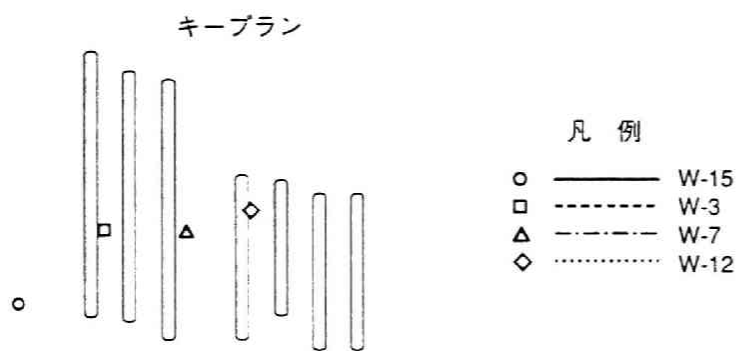
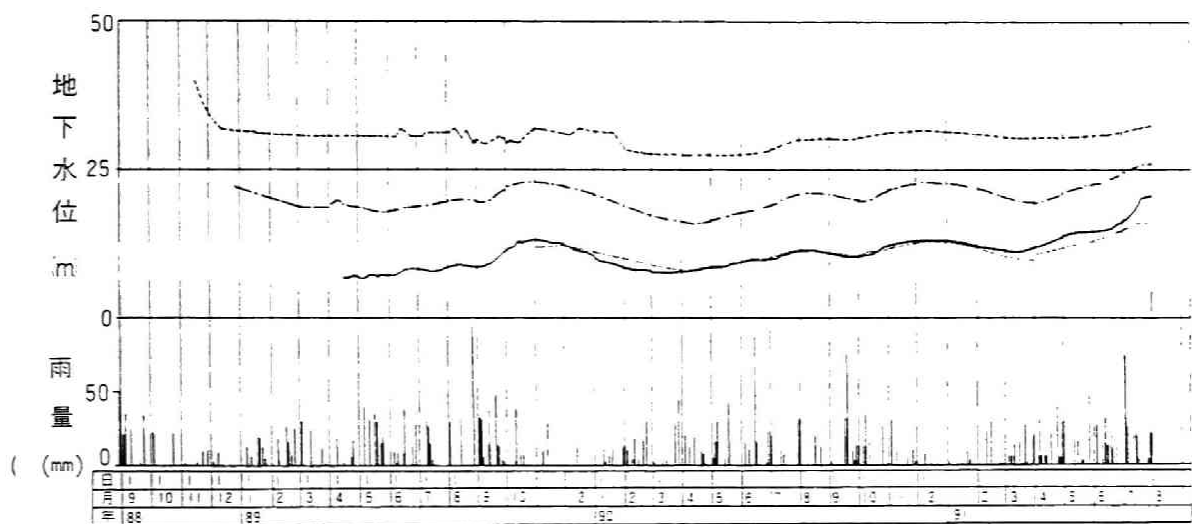


図 4 . 3 . 6 季節変動を示す観測井戸での地下水位の経時変化

値を示すように、当地点の降水量の変動傾向を反映している。また、この季節変動に伴う変動量は、各観測孔で多少の相違はあるが、ほぼ3～6mの変動幅となっている。これらの変化傾向は、当地点での事前調査で確認された季節変動に伴う地下水位変化の調査結果と一致している。したがって、これらの井戸の地下水位の変化は、崖錐層および風化層を通して地表から供給される涵養量が支配的な要因であると推定される。

- 4) 計測期間を通じてほとんど地下水位が変動していない井戸は、概ね海岸線に近接した領域に位置している。これらの井戸での地下水位は、計器の設置時期が異なっているが、いずれもEL±0.0m前後で安定している。この傾向は、事前調査結果で、海に近接した井戸の地下水位がほぼEL±0.0m前後であることから、当サイトでの地下水位分布の境界条件的な値を表しているものと推定される。

これらの計測結果より、大部分の観測井戸での計測結果は、燃料貯蔵用空洞掘削の影響をほとんど受けず、当サイトの水収支特性を反映したものである。そして、空洞掘削に伴う地下水位の低下は、全体的に生じるのではなく特定の領域に集中する傾向にある。

(b) 空洞内湧水状況

空洞掘削に伴う湧水の発生状況は、掘削された空洞上部からの湧水が支配的であった。この湧水の発生箇所は、図4. 3. 7のアーチ部掘削終了時の湧水マップに示すように、特定の領域に集中する傾向があった。すなわち、空洞1～空洞4のグループでは、以下のゾーンでの湧水が顕著であった。

- I) ゾーン1；空洞3の南東側の端部付近
- II) ゾーン2；空洞2の中央部付近
- III) ゾーン3；空洞1の南東側の端部付近
- IV) ゾーン4；空洞1の北西側の端部付近

これらの湧水箇所は、空洞内で観察された亀裂の内、図4. 3. 7に示す①および②の亀裂帯のように、空洞軸に約60度で交差する亀裂帯と明瞭な相関関係にある。さらに、空洞2の中央部のように、③および④の全空洞を横切る亀裂帯が①および②の亀裂帯と交差する箇所での湧水が特に顕著である。

これに対して、空洞5～空洞7のグループでの湧水は、空洞1～空洞4のグループに比べて全般的に少なかったが、以下のゾーンでの湧水が顕著であった。

- V) ゾーン5；空洞6の北西側の端部付近
- VI) ゾーン6；空洞7の中央部から北西側付近

これらのゾーンでの湧水も、亀裂帯に沿って発生しており、ゾーン5の湧水

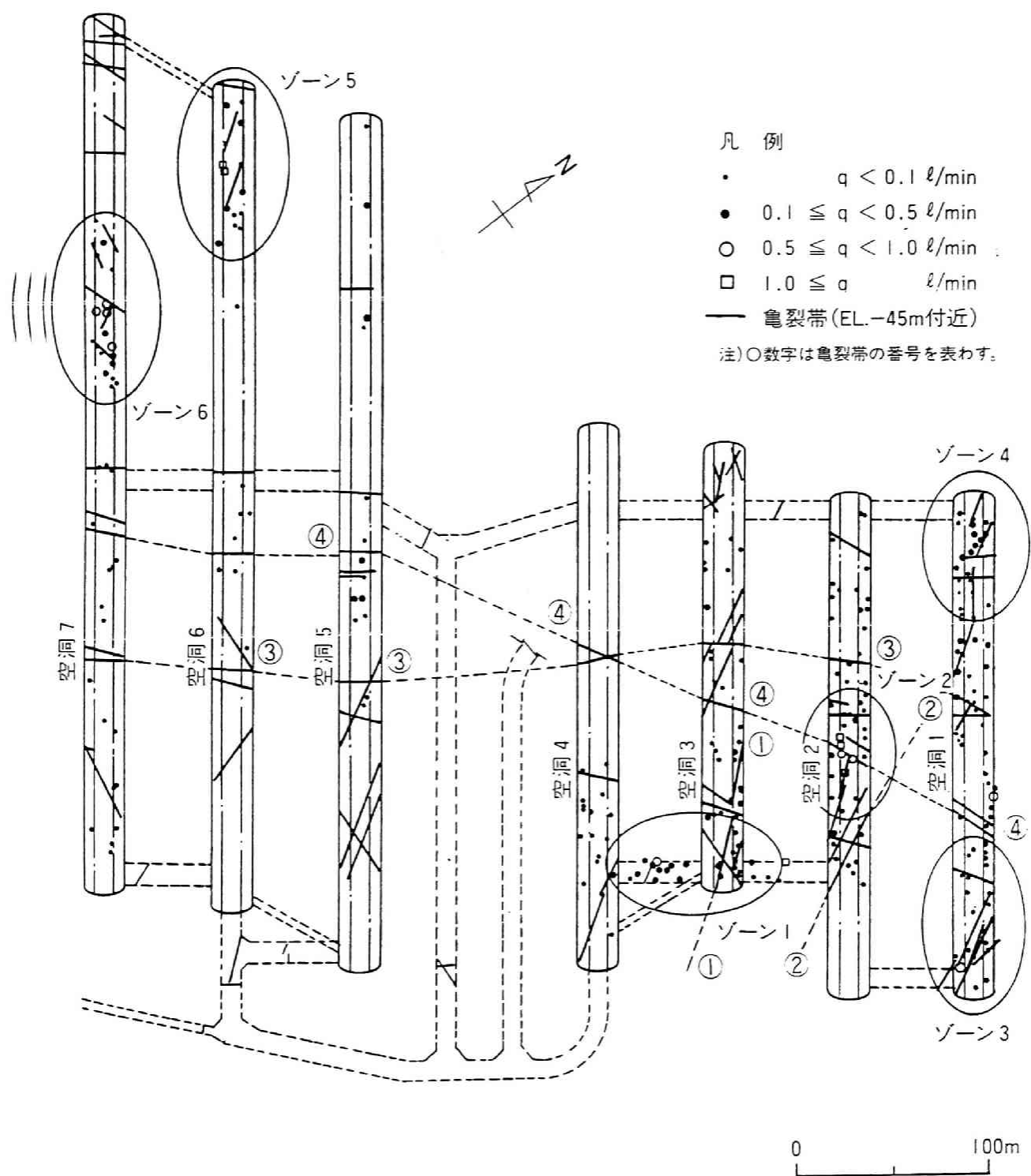


図 4. 3. 7 アーチ部湧水マップ

箇所は、①および②の亀裂帯のように、空洞軸に約60度で交差する亀裂帯と明瞭な相関関係にある。ただし、ゾーン6の湧水箇所では、このような亀裂帯の方向との明確な関係は認められない。

ここで、空洞内の湧水状況を要約すると、以下のような事項が明らかとなる。

- 1) ③および④の全空洞を横切る亀裂帯に沿った湧水が、空洞1～空洞3では生じているが、その他の空洞では認められない。
- 2) 空洞1～空洞4のグループでの湧水は、ほぼ図4. 3. 5の地形図に示した空洞4を斜めに横切る谷線を境として、図中では右側（海側）の領域に限定して発生している。
- 3) 1)、2)より、図4. 3. 5の地形図に示した空洞4を斜めに横切る谷線を境として両側の領域は、独立した地下水挙動を示していることが湧水状況からも確認される。
- 4) 図4. 3. 7に示す湧水箇所は、図4. 3. 5の観測井戸の配置図と比較すると、掘削に伴い水位低下を示す観測井戸の近傍に集中している。

以上の検討結果より、空洞掘削に伴い地下水位低下および湧水の発生する領域は、いずれも空洞内の亀裂帯と密接な関係にあることが明らかとなった。

（2）地下水挙動と亀裂の分布状況との相関

（1）の地下水挙動の検討結果より、空洞掘削に伴う地下水挙動は、岩盤内の亀裂の分布状況と密接な関係にある。このため、計測結果の二次データ処理として、計測結果と亀裂の分布状況とのより詳細な比較検討を行う。さらに、クラックテンソルの考え方に基づく解析により亀裂の分布状況を定量的に把握し、この解析結果と地下水挙動との相関について検討する。

（a）計測結果と亀裂の分布状況との比較

空洞掘削時に切羽で観察された亀裂の分布状況の情報として、亀裂の走向・傾斜をシュミットネットにより表示した結果を、図4. 3. 8に示す。同図に示すように、亀裂の走向・傾斜のコンターは、7本の各空洞ともに二極に集中することから、当サイトに分布する亀裂は2種類の走向・傾斜を有するものが卓越する。すなわち、第一のグループは、N40E～N50Eの走向を有する亀裂であり、図4. 3. 7に示す③、④の亀裂帯のように空洞軸に対してほぼ直角に交差するものである。第二のグループは、N30W～N50Wの走向を有する亀裂であり、図4. 3. 7に示す①、②の亀裂帯のように空洞軸に対して60度で交差するものである。そして、いずれのグループの亀裂とも、傾斜角は水平方向から60～80度と急角度のものが卓越する。

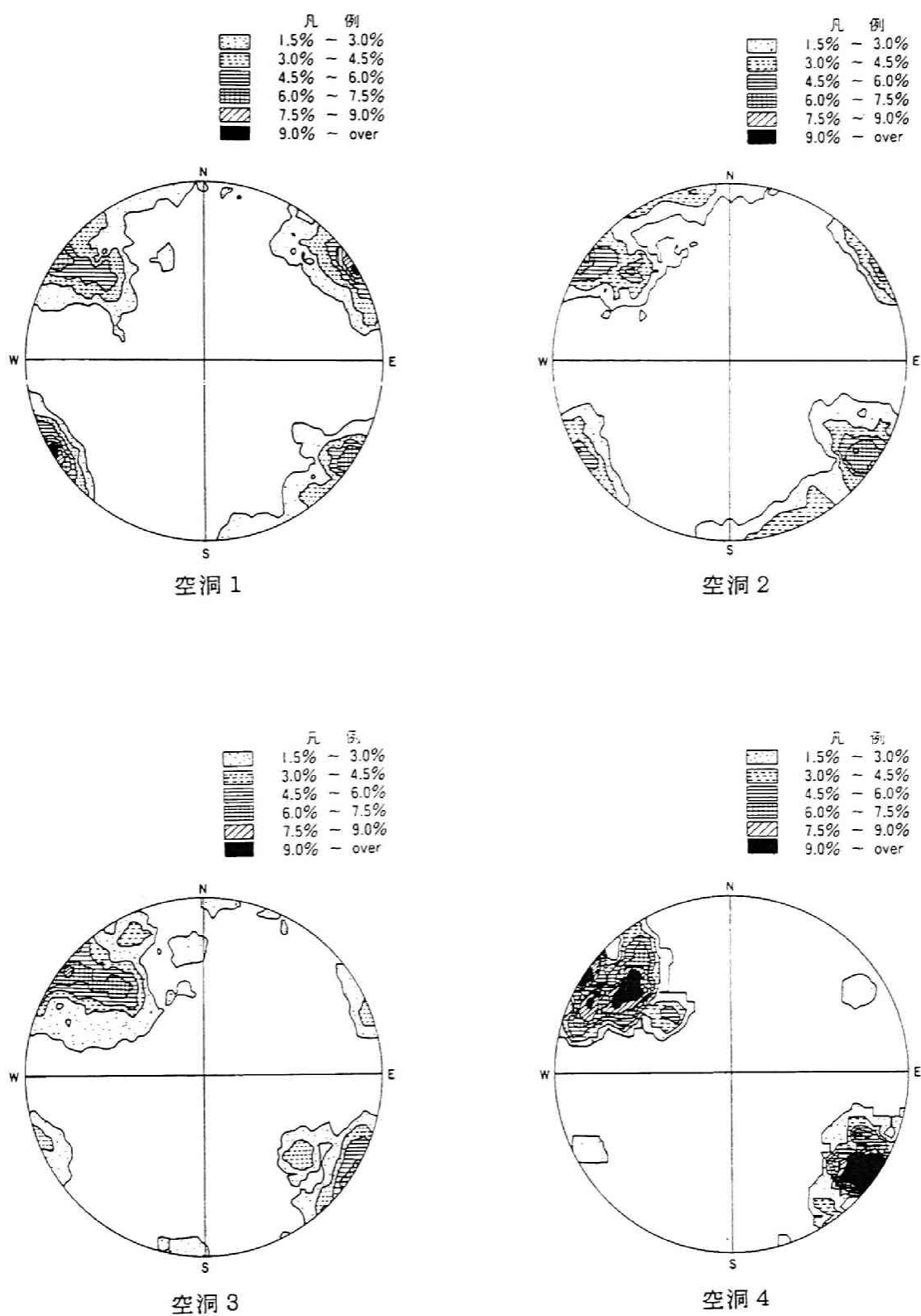


図 4. 3. 8 (a) 亀裂のシュミットネット表示 (空洞 1 ~ 空洞 4)

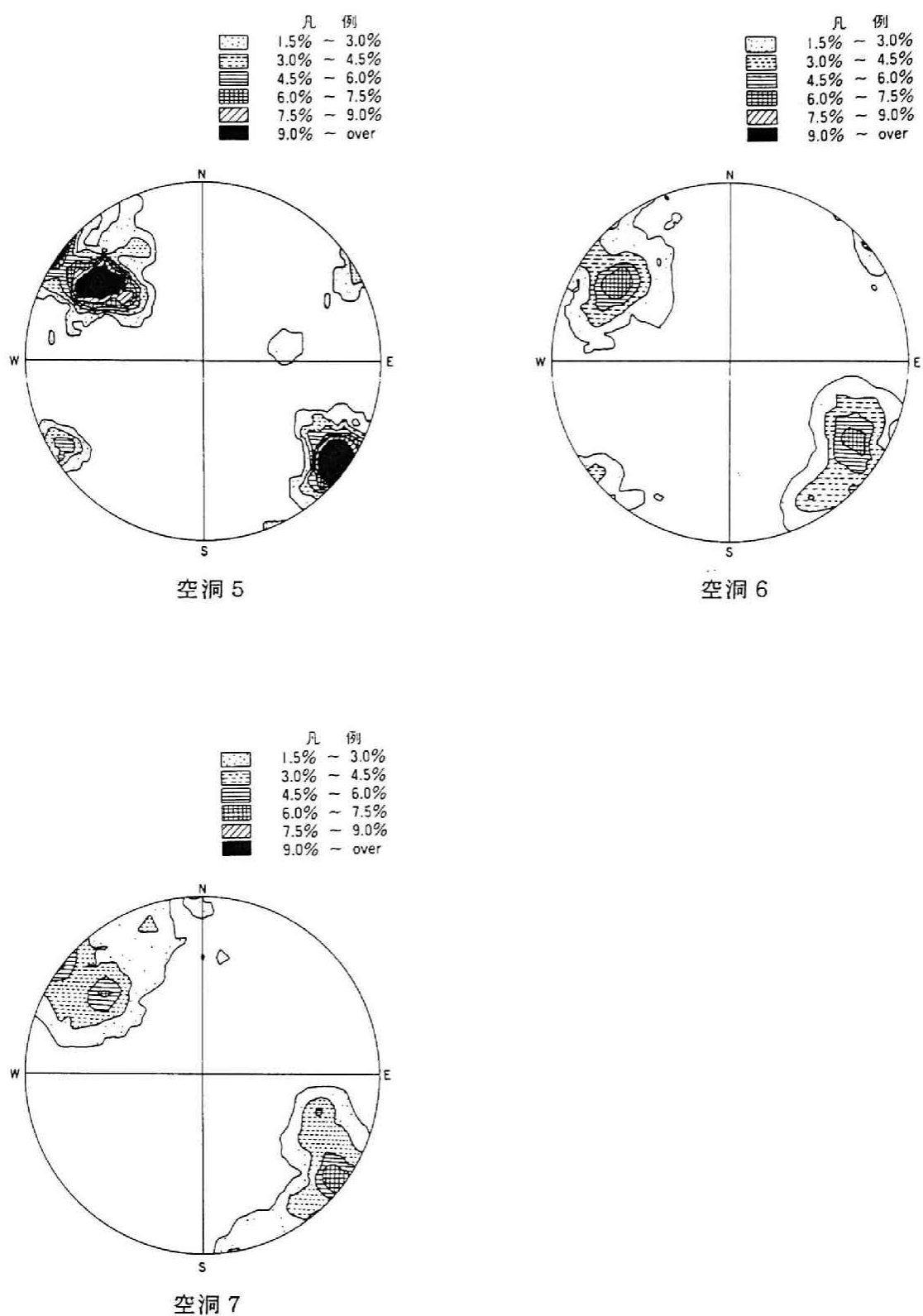


図 4. 3. 8 (b) 亀裂のシュミットネット表示 (空洞 5 ~ 空洞 7)

また、この2種類の走向・傾斜を有する亀裂が卓越する傾向は、図4. 3. 9に参考のために示した、当サイトに隣接する実証プラント工事で得られている地質観察結果ともほぼ一致した結果となっている。

次に、このような明確な方向性のある亀裂の分布と、地下水挙動の計測結果との相関について検討を加える。

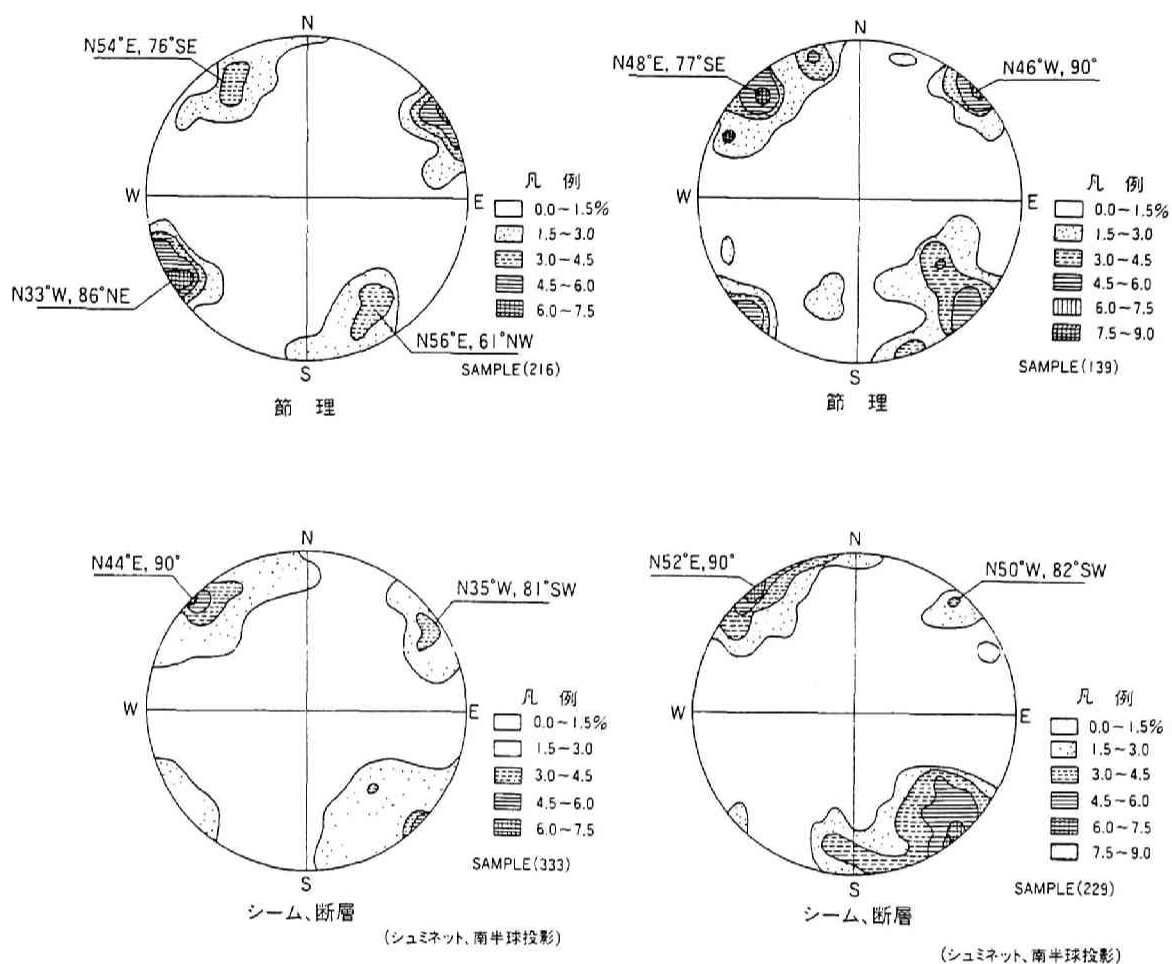
図4. 3. 10は、空洞掘削開始前と空洞掘削終了後の地下水位の差分コンターとアーチ部掘削終了時の湧水マップに、亀裂帯の分布状況を合わせて示したものである。同図に示すように、地下水位の変動は、空洞2の中央部を中心とする領域と、空洞6～空洞7の北西部付近の領域の2箇所に限定されたブロック状の範囲で生じている。そして、それぞれの水位低下が生じている領域は、空洞内で有意な湧水が生じている箇所と一致している。

この内、空洞2の中央部付近の地下水位低下領域は、図4. 3. 10に示す①、②のようなN30W～N50Wの走向を有する亀裂帯と、③、④のようなN40E～N50Eの走向を有する亀裂帯が交差する箇所をほぼ中心として発生している。これに対して、空洞6～空洞7の北西側の地下水位低下領域は、空洞2の中央部付近のように、連続性の高い亀裂帯とは明確な相関がない。

また、空洞2の中央部付近での顕著な地下水位の低下領域の亀裂分布との相関について明らかにするために、空洞上部に位置する水封トンネルでの水封ボーリング削孔後の各孔からの湧水量を図4. 3. 11に示す。なお、同図に示した亀裂帯は、空洞のアーチ部の掘削時に確認された亀裂帯を、その走向・傾斜に基づいて水封ボーリングのレベルに投影したものである。この結果で、図4. 3. 11に示す3つのゾーンでの、水封ボーリング孔からの湧水量が卓越している。そして、湧水量の多い水封ボーリング孔の大部分は、図中に示す亀裂帯と交差している。

すなわち、空洞2の中央部のゾーン2での水封ボーリング孔は、走向がN30W～N50Wのグループの亀裂帯と、走向がN40E～N50Eのグループの亀裂帯とともに交差している。空洞1の端部のゾーン3および、空洞3の端部のゾーン1での水封ボーリング孔は、いずれも走向がN30W～N50Wのグループの亀裂帯と交差している。また、これらの水封ボーリング孔からの湧水量が卓越しているゾーンは、いずれも図4. 3. 7および図4. 3. 11に示した空洞での湧水が多い箇所とほぼ一致する。

次に、亀裂帯と地下水挙動の相関が明確である、空洞1および空洞2の上部に位置する水封ボーリング孔を用いた原位置透水試験結果を図4. 3. 12に示す。なお、原位置透水試験の方法としては、試験区間を5mとしたダブルパッカー式の試験と、試験区間を55mとしたシングルパッカー式の試験を併用し



割れ目頻度分布

(菊間実証プラント タンク本体)

割れ目頻度分布

(菊間実証プラント 作業トンネル
TD.200m~ドライポンプルーム)

図 4. 3. 9 亀裂のシュミットネット表示 (菊間実証プラント)

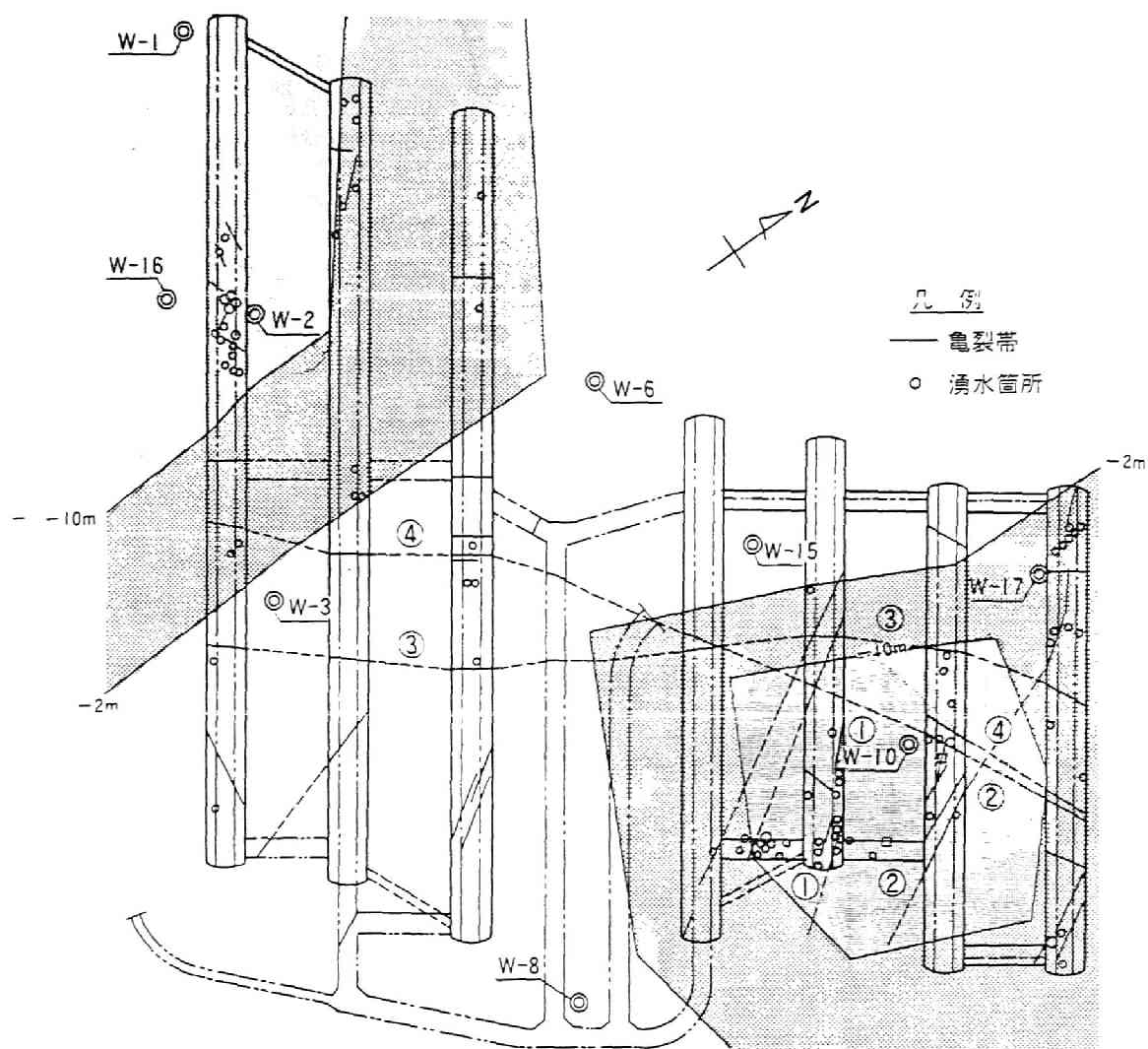


図 4 . 3 . 1 0 地下水位差分コンターおよび湧水マップの相関

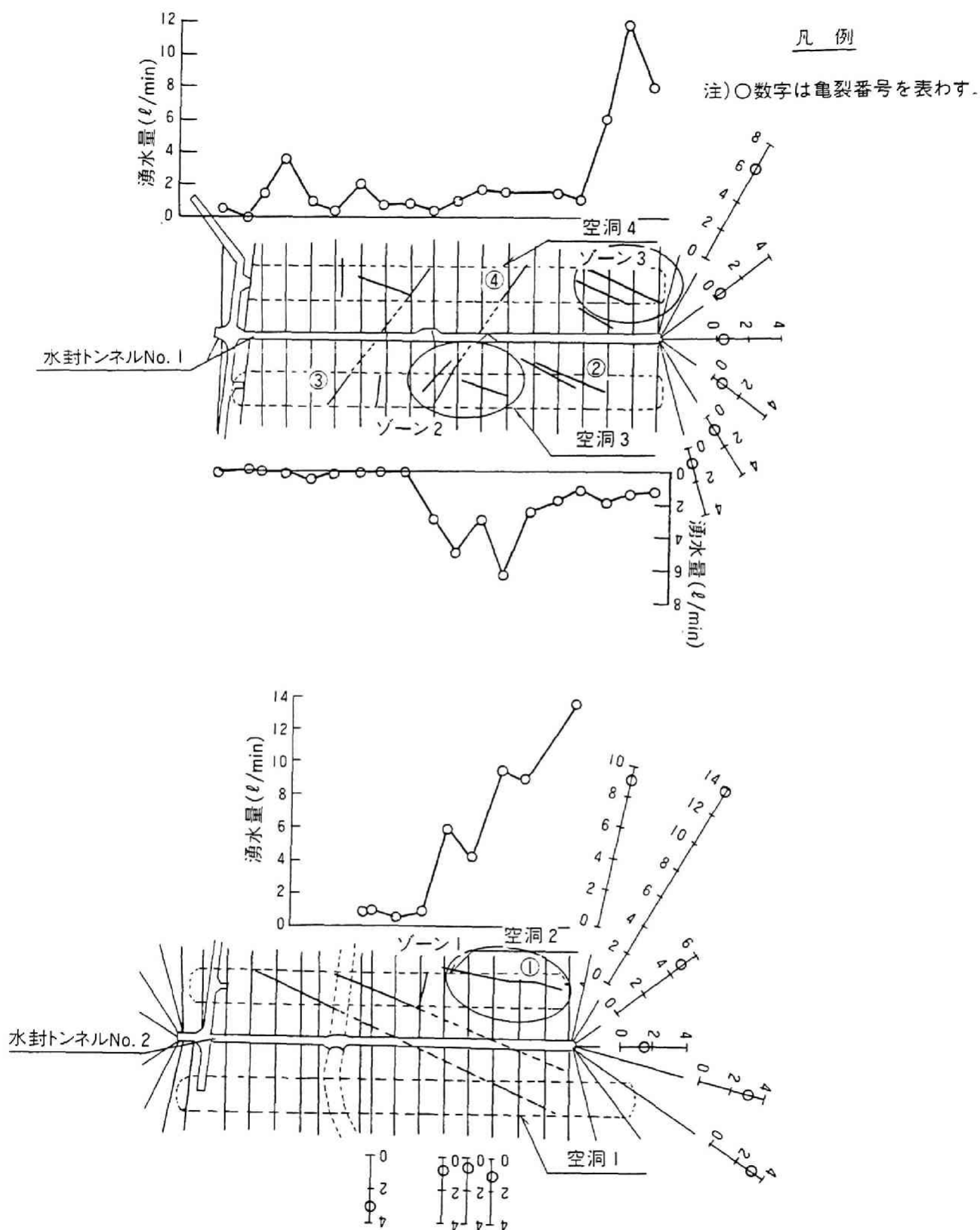


図 4. 3. 1 1 水封ボーリング孔削孔後の湧水量

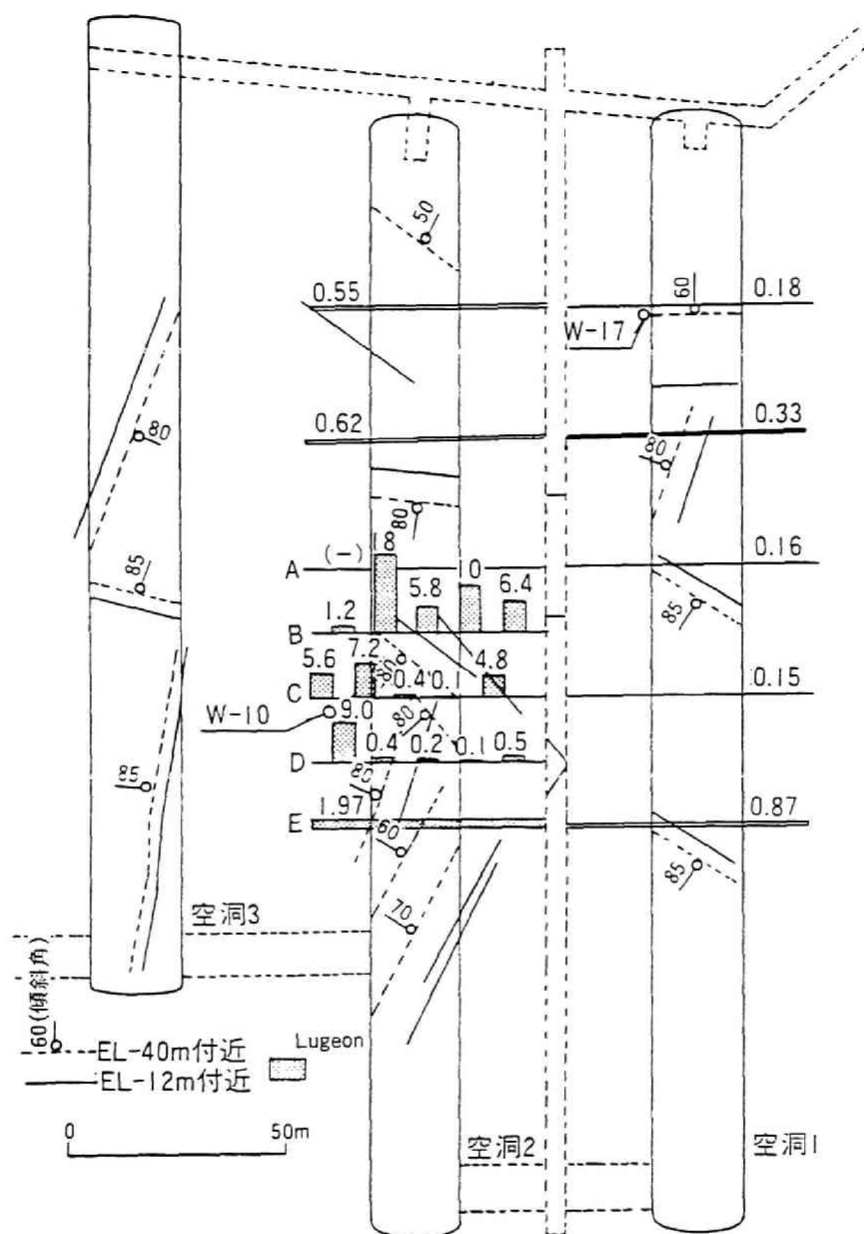


図 4 . 3 . 1 2 ルジオン試験結果

た。また、図4. 3. 12に示す亀裂帯は、図4. 3. 11と同様に空洞のアーチ部の掘削時に確認された亀裂帯を、その走向・傾斜に基づいて水封ボーリングのレベルに投影したものである。

図4. 3. 12に示すように、ダブルパッカー式の透水試験結果では、高い透水性を示す箇所と、低い透水性を示す領域との相違が顕著であった。そして、図中に示すW-10の観測井戸に近接した領域の水封ボーリング孔B、C、Dで、透水係数が $10^{-5} \sim 10^{-4}$ cm/secの範囲（1～10ルジオン程度）の高透水性領域の存在が確認された。この高いルジオン値を示す箇所は、走向がN30W～N50Wのグループの亀裂帯と、走向がN40E～N50Eのグループの亀裂帯がともに交差する領域に含まれる。

一方、シングルパッカー式の透水試験結果では、試験区間長が55mと長いために、算定される透水係数は、亀裂帯の影響が極端に薄められた値となる。例えば、水封ボーリング孔Eは、隣接する水封ボーリング孔Dで9ルジオンを示した亀裂帯と交差していると推定されるが、試験結果のルジオン値は2ルジオンとなっている。なお、水封ボーリング孔Aでは、注水時に所定の圧力が逸水のために維持することができなかったため、ルジオン値が算定不能であった。しかし、この逸水現象は、隣接する水封ボーリング孔Bで10ルジオンを上回る高透水領域が確認されていることから、水封ボーリング孔Aも高い透水性を示す亀裂帯と交差していることによるものと推定される。

以上の検討結果より、空洞掘削に伴い明確な水位低下および湧水等が発生した箇所での地下水挙動は、亀裂帯の影響を強く受けていることが明らかになった。

ただし、ここに示した地下水挙動と亀裂の分布状況との相関についての検討は、空洞掘削後の計測結果に基づく現象の事後解析に過ぎない。このため、この検討で得られた地下水挙動と亀裂との関係についての知見は、今後の亀裂性岩盤での空洞掘削に伴う地下水挙動評価の事前解析へ反映することはできない。なぜならば、ここでの議論は、どのような亀裂の分布状況の下で、限定的に空洞掘削に伴い有意な水位低下および湧水が発生するかの因果関係について、明確に関連づけたものではない。

例えば、計測結果に基づく、この地下水挙動と亀裂との因果関係を明確に把握する上で解決されていない問題点として、以下のような事項を挙げることができる。

- 1) 図4. 3. 8のシュミットネットに示すように、空洞内で観察された亀裂の走向・傾斜は、ほぼN30W～N50Wの走向を有する亀裂帯と、N40E～N50Eの走向を有する亀裂帯の2種類に限定される。この意味では、

空洞内の亀裂は、確定的な分布状況であると判断される。しかし、例えば、空洞 6 および空洞 7 の中央部に存在する N 4 0 E ~ N 5 0 E の走向を有する亀裂帯のように、水位低下および湧水等の地下水挙動と、全く無関係な亀裂帯も存在する。

2) 空洞内での亀裂の出現頻度および出現箇所は、掘削工法が NATM の概念に基づいているため、本質的には支保パターンの増強部と一致するはずである。しかし、空洞内で観察された湧水箇所は、必ずしもこの支保パターンの増強部と一致していない。

このように、地下水挙動と亀裂の分布状況の因果関係を明確にするためには、シュミットネット、亀裂間隔とその頻度の関係等の従来の亀裂の評価方法のみでは不十分であることは明らかである。

したがって、亀裂性岩盤中での空洞掘削に伴う地下水挙動を評価するためには、事前に有意な地下水挙動が発生する領域を特定することが可能となる、新たな亀裂評価の概念を適用する必要がある。

(b) クラックテンソルによる亀裂分布の解析

(a) の検討結果で、亀裂の地下水挙動に及ぼす影響を明確に把握するためには、新たに亀裂の分布状況の評価する手法を適用する必要があることを指摘した。ここでは、この新たな亀裂の分布状況の評価する手法として、小田らにより提案されているクラックテンソルの考え方を適用する。クラックテンソルの概念は、岩盤内の亀裂を円盤状の形状にモデル化して、亀裂の三次元的な分布を統計量として定量的に評価する手法である。そして、この手法により、空洞掘削時に観察された亀裂の分布を解析し、地下水挙動の計測結果との相関について検討する。

この検討では、小田により示されたクラックテンソルの算定方法の中で、次式に示す露頭で観察された亀裂の分布状況に基づきクラックテンソルを算定する方法⁷⁾を適用した。

$$F_{ij} = \frac{3\pi}{8} \frac{\langle t^2 \rangle}{\langle t \rangle} \frac{N^{(q)} / h}{\langle |\mathbf{n} \cdot \mathbf{q}| \rangle} N_{ij} \quad (4.3.1)$$

$$N_{ij} = \int_{\Omega} n_i n_j E(\mathbf{n}) d\Omega$$

ここに、それぞれ F_{ij} はクラックテンソルの各成分、 t は亀裂のトレース長

さ、 n_i (n_j) は法線ベクトル、 $E(n)$ は亀裂の法線方向の確率密度関数を表す。また、 $N^{(q)}/h$ は、 q 方向に長さ h の測線を張った時に測線と交わる単位長さ当りのクラック数、 $|n \cdot q|$ はクラック方向 n と測線方向 q の内積の絶対値を表す。そして、 $\langle \quad \rangle$ は各数値の平均値を表す記号である。

具体的には、図 4. 3. 13 に示すように、空洞を 20m に区分した各区分毎の空洞壁面での亀裂の観察結果に対して、式 (4. 3. 1) を適用しクラックテンソルの値を算定した。ここで、この解析に用いた亀裂は、空洞壁面を施工段階に即しアーチ部および 1 段が 4.5m の 5 段階のベンチ部の 6 ブロックに分割し、2 ブロック以上の範囲で連続性が有り、長さが 2m 以上のものとした。

なお、小田らは、この手法に基づき、数値実験により亀裂の分布、亀裂の長さおよび亀裂幅をパラメーターとして透水係数を算定している。ただし、この透水係数の算定過程では、亀裂の性状は一定と仮定されている。これに対して、原位置での亀裂の性状は、粘土、シルトを介在する亀裂、開口性の亀裂あるいは密着性の亀裂等様々であり、その亀裂幅の定義を数値実験と同等に設定することはできない。このため、現状ではクラックテンソルの考え方に基づき、原位置での亀裂の分布状況から、透水係数を定量的に評価することは適当でない。

そこで、この検討では、次式に示すある体積中の岩盤内の亀裂による空隙量を統計的に表すクラックテンソルの第一次不変量である F_0 を、亀裂分布とその亀裂の存在に伴う透水性の相関を表すパラメーターとして採用した。

$$F_0 = F_{11} + F_{22} + F_{33} \quad (4. 3. 2)$$

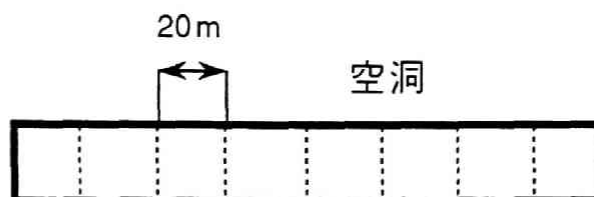
図 4. 3. 14 に、式 (4. 3. 1) ～式 (4. 3. 2) に基づく、クラックテンソルの第一次不変量である F_0 値の算定結果で、小田の研究により亀裂の連続性が高いと判定される F_0 値が 7.0 以上の領域の分布を示した。なお、同図には比較のために、アーチ部の湧水マップを併せて示した。

同図に示すように、この F_0 値が 7.0 以上の領域の分布は、アーチ部での湧水箇所と概ね良好な一致を示している。特に、図 4. 3. 14 (a) に示す湧水が顕著であった領域の中で、空洞 1 ～空洞 4 でのゾーン 1 からゾーン 3 および空洞 7 のゾーン 6 は、いずれも F_0 値が 7.0 以上の亀裂の連続性が高いと判定される領域に含まれている。

ただし、空洞 1 の北西側端部のゾーン 4 および、空洞 6 の北西側端部のゾーン 5 では、アーチ部で顕著な湧水が認められたにもかかわらず、その領域での F_0 値は 7.0 以上とはなっていない。また一方、空洞 3 の北西側端部付近および空洞 6 の南東側端部のように、アーチ部からの湧水がほとんど認められなかつ

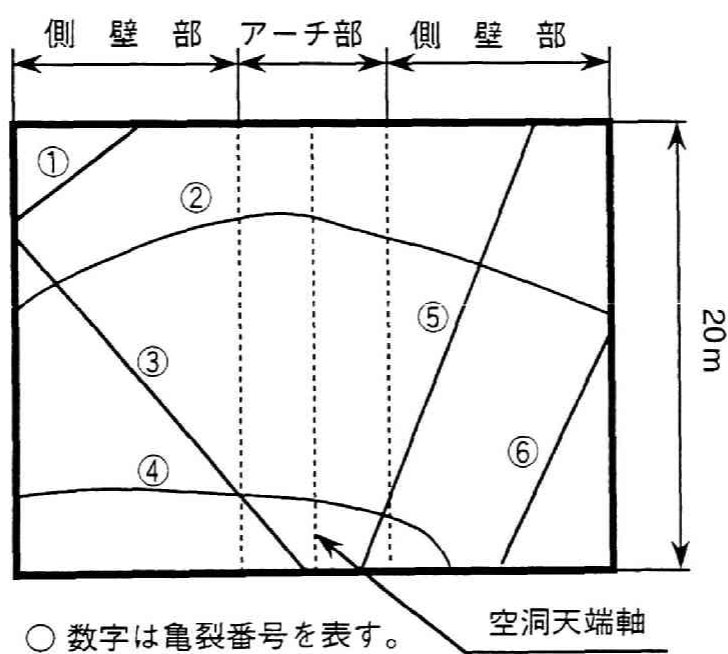
ステップ 1

空洞の20m毎の区間分割



ステップ 2

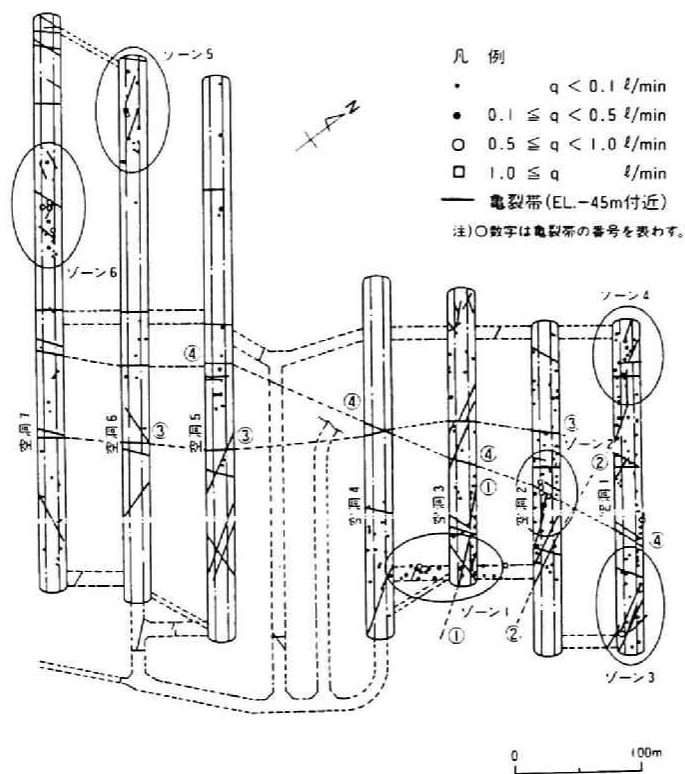
20m区間毎の亀裂展開図の作成



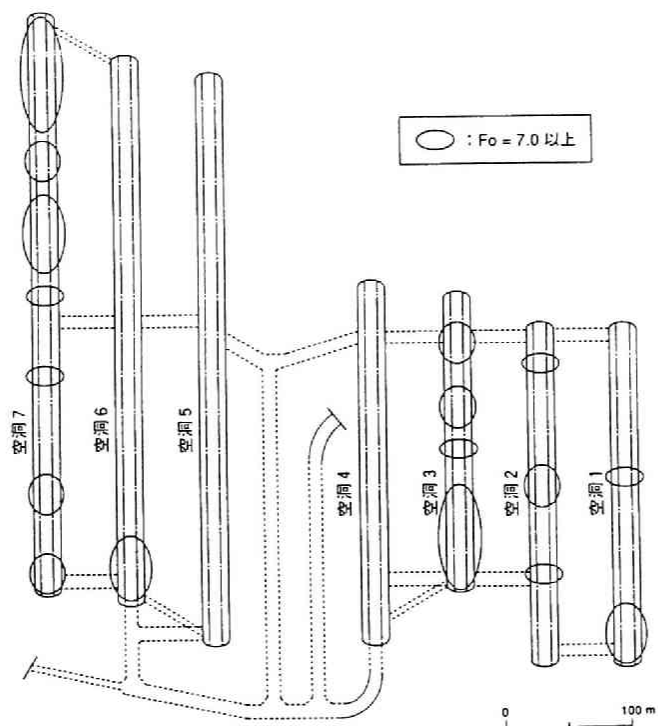
ステップ 3

20m区間毎の亀裂展開図に基づくクラックテンソルの算定

図 4. 3. 13 クラックテンソルの算定手順



(a) アーチ部の湧水マップ



(b) クラックテンソルの算定結果

図 4. 3. 1 4 クラックテンソルの算定結果と湧水箇所と比較

た領域での F_0 値は7.0以上となっている。

このような湧水箇所と F_0 値との関係に相違が生じる原因として、この検討に適用したクラックテンソルの基本的な考え方が、亀裂の走向・傾斜に基づく幾何学的な情報のみを評価するものであることが挙げられる。つまり、この検討手法では、亀裂が開口性であるかあるいは、亀裂が粘土を介在しているか等の、亀裂の性状が透水性に影響を及ぼす要素について考慮していない。このため、亀裂の数自体は少ないが開口性の亀裂が存在する領域では、透水性が高くなる現象および、亀裂の数自体は多いが介在物を含んだ領域では、透水性が低くなる現象等を評価できない。

以上の検討結果に示すように、クラックテンソルの第一次不変量である F_0 値の算定結果で亀裂の連続性が高いと推定される領域は、図4. 3. 14 (a)に示す空洞掘削に伴う湧水の発生箇所と厳密には一致していない部分もある。しかし、 F_0 値が7.0以上の領域の分布は、アーチ部での湧水箇所と概ね一致していることから、 F_0 値は亀裂の分布状況から高透水性の領域を概算的に把握する上で有効なパラメーターとなる可能性がある。

なぜならば、既往のシュミットネット、亀裂間隔とその頻度の関係等の亀裂の情報は、事後解析により亀裂の存在が地下水挙動に及ぼす影響について定性的な議論を行う上で補足的なデータとして利用されてきたに過ぎない。これに対して、 F_0 値は、どのような亀裂の分布状況の場合に高い透水性を示す領域となるかの因果関係を、定量的に把握するための目安値として適用性があると推定される。

したがって、クラックテンソルの概念を適用することにより、亀裂性岩盤中の空洞掘削に伴う地下水挙動評価で、事前調査結果での亀裂の幾何学的な情報から、概略的に高い透水性を示す領域を特定できる可能性があると推定される。

ただし、クラックテンソルの概念についての説明で述べたように、この理論では、亀裂の性状は一定と仮定されているため、原位置での亀裂の様々な性状を考慮できない欠点を有している。したがって、クラックテンソルの概念に基づき原位置での亀裂の分布状況から、透水性の大小関係のみでなく透水係数までを定量的に評価するためには、亀裂の性状を評価項目として加えることが今後の課題である。

(3) 計測結果の解析および考察

大規模並設空洞掘削に伴う地下水挙動の計測結果は、以下のように要約される。

- ① 大部分の観測井戸での地下水位変動は、燃料貯蔵用空洞掘削の影響を受

けず、当地点の降雨等の水収支特性を反映したものである。

② 空洞掘削に伴い地下水位低下を示す一部の観測井戸は、特定の領域に集中する傾向があり、この水位低下を示す領域は、空洞内での亀裂帯に沿って湧水箇所が集中するゾーンと密接な関係にある。

③ ②より、空洞掘削に伴い水位低下の傾向を示す領域の地下水挙動は、岩盤内の高い透水性を示す亀裂帯の影響を強く受けたものである。

このような空洞掘削に伴う地下水挙動を評価するためには、降雨による涵養および、高い透水性を示す亀裂帯の影響を考慮した解析手法を適用しなければならない。また、空洞掘削に伴う地下水挙動の評価手法は、岩盤の平均的な変形係数が $65,000\text{kgf/cm}^2$ 程度であるため、図3. 4. 1の地下水挙動の検討フローに示すように、三次元定常浸透流解析手法を適用することが可能である。

ただし、1. 2. 2の既往の研究に述べたように、このような亀裂帯に支配される地下水挙動を現実に即して三次元的に評価するためのモデル化手法は確立されているとはいえない。また、本研究の基本的な姿勢は、1. 3の本研究の内容に示したように、亀裂性岩盤での地下水挙動評価に対しても、等価多孔質体モデルに限定して検討を加えることである。そして、この亀裂性岩盤での地下水挙動評価に対する基本姿勢は、1. 2. 2に示した菊間実証プラントで得られた工学的な判断と一致するものである。このため、空洞掘削に伴う地下水挙動の解析には、1. 2. 2に示した菊間実証プラントでの百田ら⁸⁾の解析と同様に、等価多孔質体モデルによる降雨浸透を考慮した準三次元定常浸透流解析手法を適用する。

なお、この解析モデルを適用する上で、計測結果に認められる地下水挙動を支配する亀裂帯の存在を、ゾーンとして高い透水性を有する等価多孔質体モデルにより表現する。そして、その亀裂の存在による高透水性ゾーンの範囲は、地下水挙動の計測結果および、クラックテンソルによる F_0 値の分布に基づき設定する。

また、この準三次元浸透流解析手法を適用した検討では、鉛直方向の流れを近似的に表現するために、以下のようなモデル化手法を適用した。

- ① 構造的には、図4. 3. 15に示すような透水量係数、貯留係数を水位の関数にすることで多層地盤構成を合理的に評価する。
- ② 鉛直方向の流れの影響を、降雨および空洞内で観測された湧水箇所での湧水量を既知節点流量として与えることにより近似的に評価する。

(a) 解析条件および解析モデル

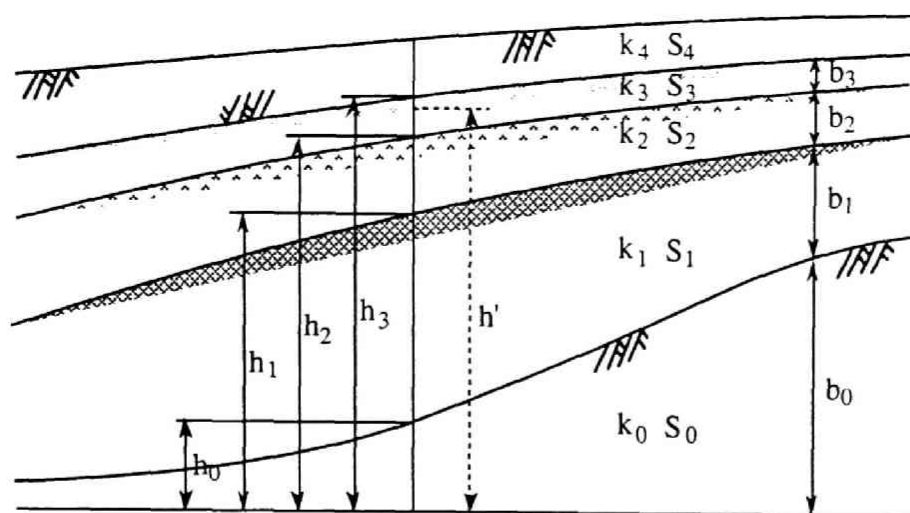


図 4. 3. 1 5 準三次元浸透流解析での多層地盤のモデル化

解析領域は、以下に示すよう設定した。

- ① 上部境界は、地表面の影響を無視し、便宜的に全解析領域にわたりEL+100.0mとした。
- ② 下部境界は、上田の理論に基づき、湧水量が地下水面下の半無限領域の解とほぼ一致する範囲より、EL-150.0mと設定した。
- ③ 側方境界は、地形および、計測結果において空洞掘削による地下水位変動がみられない観測井戸に基づき境界を設定した。
- ④ 既往の岩盤調査試験結果による上部風化帯と下部新鮮岩盤との間で透水性に関して有意な相違があることから、地下水挙動を評価する上で、風化部と新鮮岩盤部の境界を忠実にモデル化する必要がある。このため、観測された新鮮岩盤上面の値から、スプライン関数による補間法を用いて、解析メッシュの格子点上の新鮮岩盤上面コンターを規定した。

以上のようにモデル化した、東西方向649.5m×南北方向640.0mの解析メッシュを図 4. 3. 1 6 に示し、スプライン関数による補間法を用いて推定した新鮮岩盤上面の鳥瞰図および解析モデルを図 4. 3. 1 7 に示す。

また、解析条件についても、以下に示すように設定した。

- ① 解析対象時期は、空洞 1 ～空洞 7 の全空洞の掘削が完了した段階とした。
- ② この解析モデルでは、各湧水点の湧水量は、表 4. 3. 2 に示す各空洞で計測された湧水量を、湧水マップでの湧水強度に基づき配分したものとした。
- ③ 水封水供給量は、水封トンネルNo.1～No.3からの各水封ボーリング長さおよび、実測総供給量に基づき、表 4. 3. 2 に示す水封水供給量を、

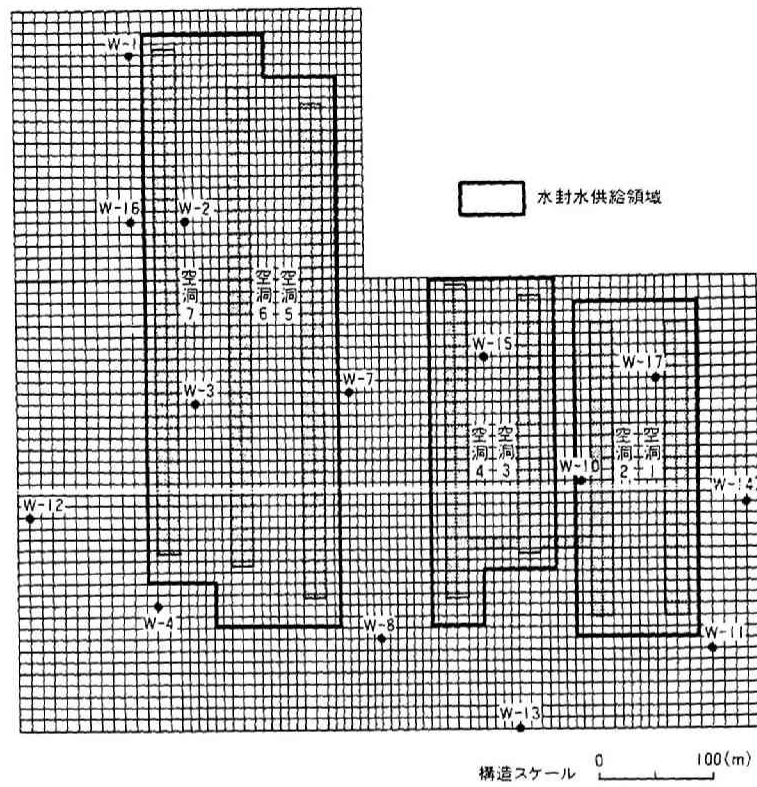


図 4. 3. 1 6 解析メッシュ図

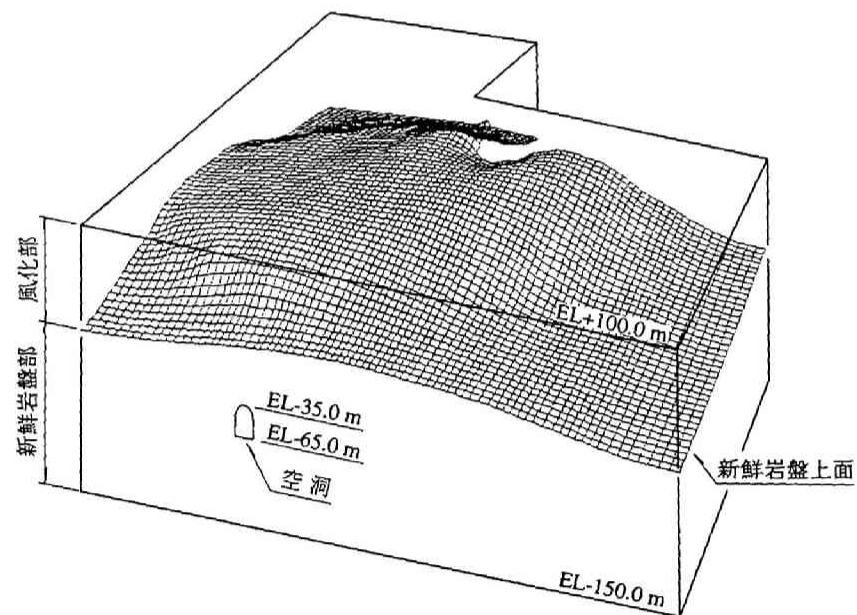


図 4. 3. 1 7 新鮮岩盤上限面の鳥瞰図および解析モデル

表 4. 3. 2 空洞内湧水量および水封水供給量一覧表

空洞内湧水量 (m ³ /day)		水封水供給量 (m ³ /day)			涵養量 (m/day)
空洞 1 ～ 4	空洞 5 ～ 7	水封T No.1	水封T No.2	水封T No.3	
216.0	85.2	15.6	15.2	41.3	4.79×10^{-4}

図 4. 3. 1 6 に示す水封ボーリング設置領域に均一に供給されるものとした。

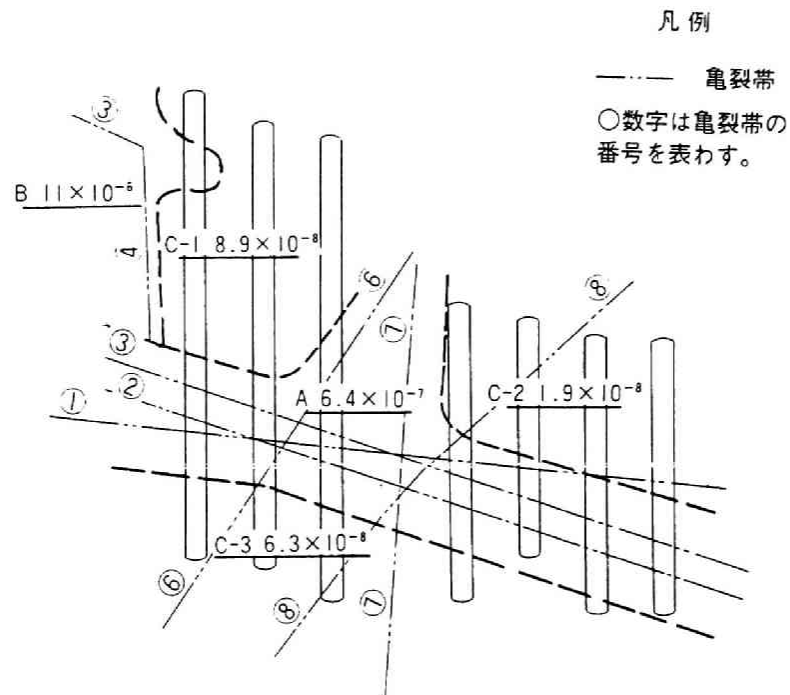
- ④ 地下水涵養量は、過去に計測された降雨・蒸発散量の 3 年間の平均値である 0.957mm/day を降雨による地下水涵養量と想定し、降雨が地下に浸透する割合を表す地盤の浸透能 α ($0.0 < \alpha \leq 1.0$) を $\alpha = 0.5$ とした。したがって、降雨による単位面積当たりの地下水涵養量は、 0.479mm/day とし、解析領域全域に供給されるものとした。

次に、解析に用いた透水係数は、以下のように設定した。

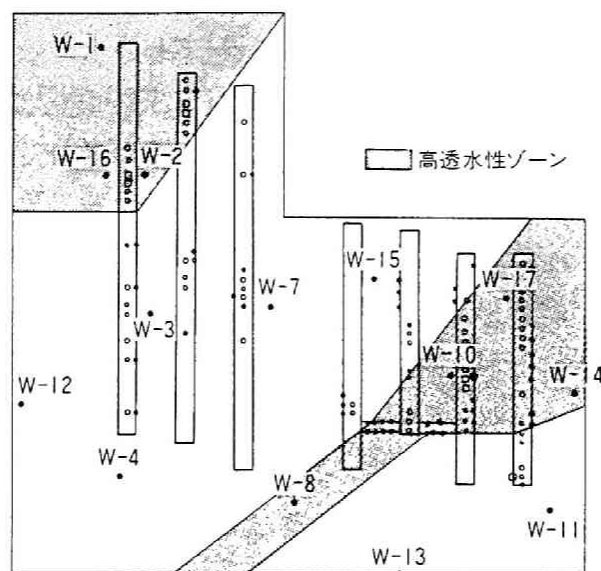
- ① 風化部の透水係数は、測定点数が少なく透水性を評価することが困難であるため、風化部の透水係数は、設計に用いた $1.0 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ とした。
- ② 新鮮岩盤部の透水係数は、透水係数の傾向を表す確率紙から求めた透水係数 $5.0 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ を用いた。
- ③ 亀裂の存在による高透水性ゾーンの範囲は、地下水挙動の計測結果および、クラックテンソルによる F_0 値の分布に基づき、図 4. 3. 1 8 に示すように設定した。そして、高透水性ゾーンの透水係数は、実測の地下水位分布に基づくパラメータスタディーの結果より、それぞれ空洞 1 ～ 空洞 4 側で $4.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 、空洞 5 ～ 空洞 7 側で $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ と設定した。

このように設定した岩盤部での高透水性ゾーンの分布と、事前設計段階で設定された透水性についてのブロック分けとを比較した結果を図 4. 3. 1 8 に示した。同図に示すように、事前設計での透水性のブロック分けは、地下水挙動の計測結果および、クラックテンソルによる F_0 値の分布に基づき設定した透水性のブロック分けと全く異なるものとなっている。このように両者の透水性についてのブロック分けが異なる原因として、以下のような事項が推定される。

すなわち、事前設計での透水性のブロック分けは、図 4. 3. 1 8 に示す全空洞を横断する①、②、③の亀裂帯および、空洞に斜交する⑥、⑦の亀裂帯に沿った地下水流れが卓越すると仮定したものと推定される。このため、事前設計での透水性の評価は、亀裂幅あるいは亀裂の介在物等の亀裂帯の性状による



a) 事前設計での透水性のブロック分け



b) 解析上の設定高透水性ゾーン

図 4 . 3 . 1 8 高透水性ゾーンのモデル化と事前設計での透水性のブロック分けとの比較

透水性の相違について考慮せず、亀裂帯の分布のみに着目したものであると推定される。

(b) 解析結果および考察

本解析の目的は、亀裂性岩盤中での地下水制御を伴う大規模地下構造物建設時の地下水挙動について、工学的な判断として等価多孔質体モデルを適用した解析により検討を加えることである。なお、ここでの解析検討の対象は、空洞掘削終了時の地下水位の分布に限定する。

等価多孔質体モデルを適用した解析結果と計測結果との比較を、図4.3.19～図4.3.20に示す。これらの図に示すように、このモデルでの解析結果は、計測結果の地下水位の分布状況と平面的にも断面的にも概ね良好な一致を示している。

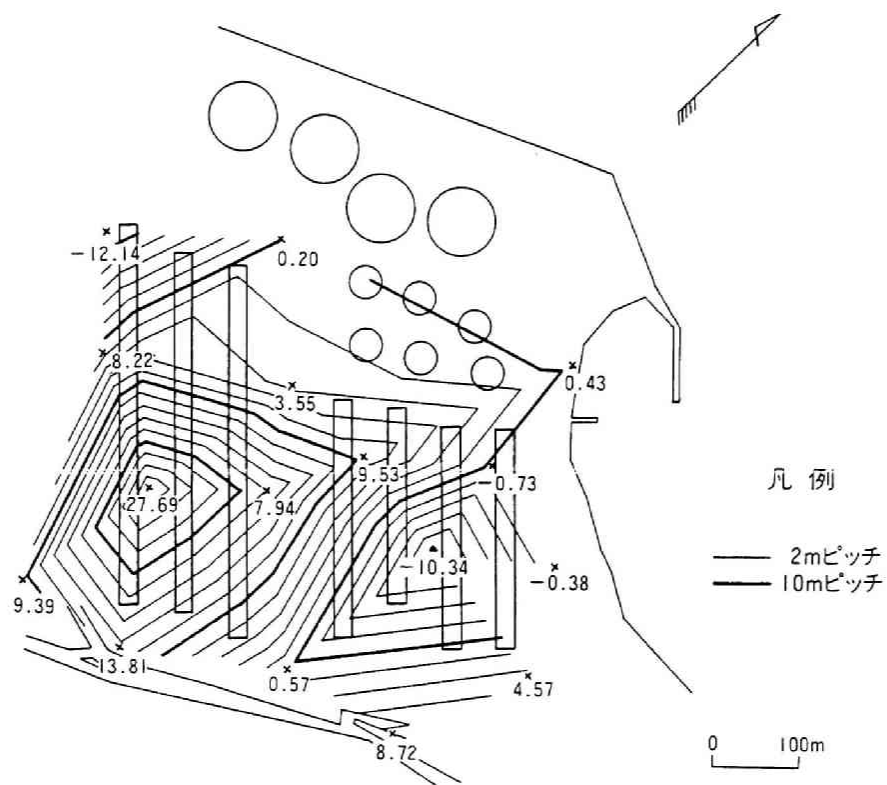
この比較結果で、解析結果と計測結果での地下水位は、図4.3.3に示した各空洞を覆う範囲の水封ボーリングからの注水にも関わらず、水封式燃料貯蔵方式の基本概念のようにほぼ一様には維持されていない。特に、観測井戸W-10を中心とする空洞1～空洞3の中央部および、観測井戸W-1およびW-2の位置する空洞7の北西側端部で、有意な地下水位低下が生じている。この水位低下が生じている範囲は、いずれも図4.3.18に示したように透水性の高い領域に含まれている。

したがって、透水性の高い領域では、水封ボーリングからの注水量に比較して、水封トンネル下部に位置する空洞への湧水量が卓越するため、他の領域に比べて低い地下水位に収束したものと判断される。この分析結果の妥当性は、図4.3.16に示す水封ボーリングの設置範囲に一様に地下水を供給した解析結果でも、計測結果と同様な傾向となっていることから裏付けられる。

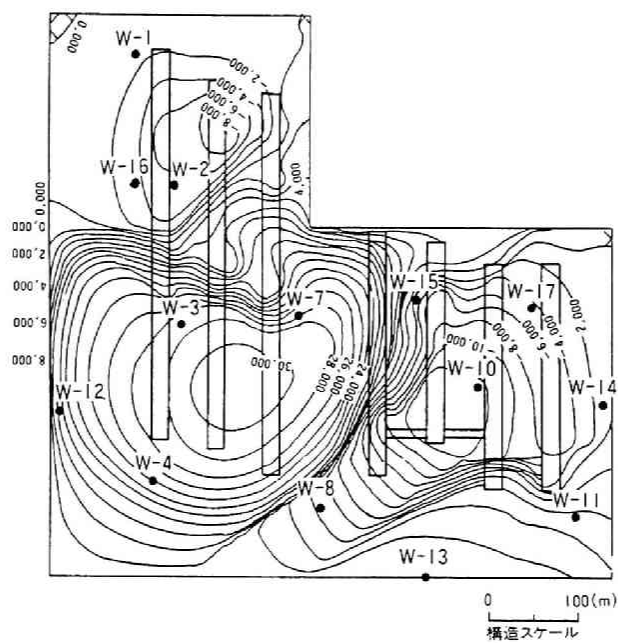
以上の検討結果より、亀裂性岩盤中での地下水制御を伴う大規模地下構造物建設時の地下水挙動は、1.2.2に示した菊間実証プラントで得られた知見と同様に、等価多孔質体モデルにより評価できる可能性があることが明らかとなった。

ただし、この大規模地下構造物建設時の地下水挙動は、前述の地下水挙動と亀裂の分布状況との相関に示したように、高い透水性を示す亀裂帯の影響を強く受けたものであった。このような高透水性の亀裂帯の影響を等価多孔質体モデルを適用して表現するため、本解析では、計測結果およびクラックテンソルによる F_0 値の分布に基づき亀裂帯を高透水性ゾーンとしてモデル化した。

したがって、高い透水性を示す亀裂帯の影響を強く受ける地下水挙動を、等価多孔質体モデルを適用して評価するためには、この亀裂帯をモデル化する高



(a) 実測値



(b) 解析結果

図 4. 3. 1 9 地下水位コンター図

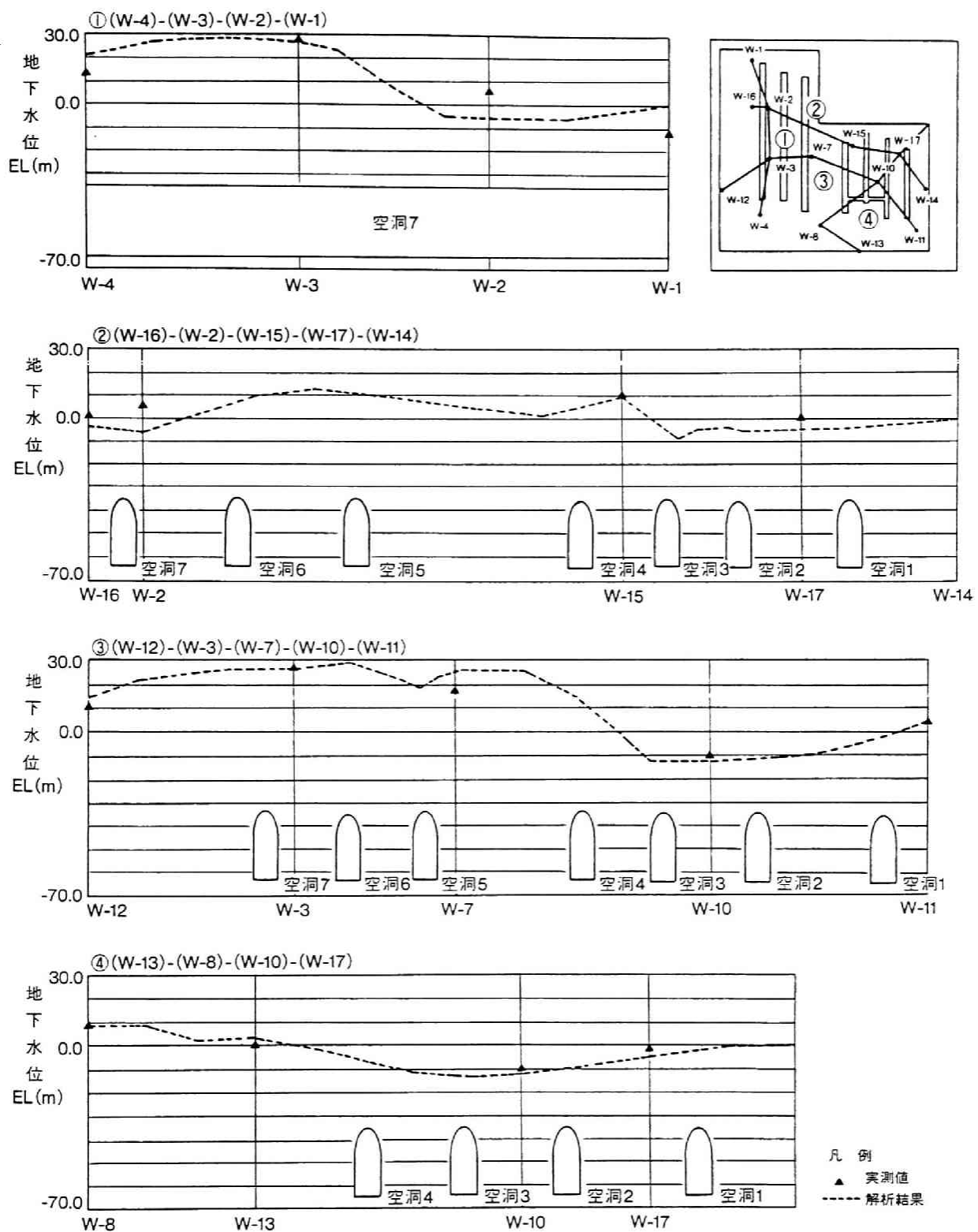


图 4. 3. 20 地下水位断面图

透水性のゾーンの範囲をどのように設定するかが重要な検討課題となる。また、高透水性のゾーンの範囲を設定するためには、従来の菊間実証プラントの解析に用いられたような、ルジオン試験結果を対数平均するのみでは不十分である。すなわち、等価多孔質体モデルを適用するとしても、亀裂性岩盤での地下水挙動を支配する亀裂帯の三次元的な分布状況を考慮することが必要である。

このような観点から、等価多孔質体モデルを適用する上で、亀裂帯の三次元的な分布状況を考慮し、高透水性ゾーンの範囲を設定するための目安値として、クラックテンソルによる F_0 値が挙げられる。すなわち、図4.3.14に示したように、 F_0 値が7.0以上の領域は、空洞掘削時の湧水箇所と概ね良好な一致している。このため、本解析で適用したように、 F_0 値が7.0以上の領域を連結することにより、ある程度の精度で高透水性ゾーンの範囲を設定することが可能であると推定される。

ただし、クラックテンソルの概念についての説明で述べたように、この理論では、亀裂の性状は一定と仮定されているため、原位置での亀裂の様々な性状を考慮できない。このため、クラックテンソルの概念に基づき原位置での亀裂の分布状況から、透水性の大小関係のみでなく透水係数までを定量的に評価するためには、亀裂の性状を評価項目として加えることが今後の課題である。

さらに、図4.3.8のシュミットネットに示すように、空洞内の亀裂は、確定的な分布状況であるにもかかわらず、水位低下および湧水等の地下水挙動と有意な関係にある亀裂帯も、全く地下水挙動と無関係な亀裂帯も存在する。この結果より、亀裂の影響を評価する上で、力学的に問題となる亀裂帯と水理学的に問題となる亀裂帯は、必ずしも一致しない可能性がある。しかし、現状のクラックテンソルを含めた亀裂の評価手法では、この課題に対して対応することはできない。したがって、地下水挙動に影響を及ぼす可能性のある亀裂を合理的に評価するための、原位置での亀裂の分布および性状の把握を目的とした調査・計測技術の開発が今後の課題である。

4.4 結 論

本章では、地下水制御の原位置問題への適用例として、第3章に示した設計フローに基づき、堆積軟岩および亀裂性岩盤中での地下構造物建設に伴う地下水挙動の解析を実施した。本章で得られた結論は、以下のように要約される。

- 1) 堆積軟岩を対象とした原位置問題への適用例では、建設時の事例としての立坑掘削時の地下水挙動および、建設後の地下水制御の事例としての空洞加圧時の地下水挙動について検討を加えた。この検討結果より、以下のような知見が得られた。

- ① 立坑掘削に伴う間隙水圧変化は、計測結果に基づく分析結果より、明確に切羽の進行による影響を受けていることが確認された。そして、この掘削に伴う間隙水圧変化は、局所的な透水性の異なる領域を含めて、三次元的な逐次的な掘削過程を考慮した数値解析により表現されることが確認された。この結果より、本検討に示した逐次的な掘削過程を考慮した数値解析手法は、掘削に伴う地下水挙動の評価および予測に適用する上で有効であることが明らかとなった。
- ② 注水加圧・圧気加圧実験での空洞周辺の間隙水圧変化は、空洞壁面から0.0～6.0mの距離の観測点での計測結果では、圧気加圧実験時の安定状態に達するまでの時間が短いことを除いて、両加圧実験結果で有意な相違は認められない。また、空洞内圧の変動率と実験空洞からの距離の關係に着目すると、両加圧実験での計測結果ともに、実験空洞から離れるにつれて、間隙水圧変動比の上昇の勾配がゆるやかになる傾向を示した。そして、この空洞内圧の変化に伴う周辺岩盤内での非定常的な間隙水圧の変化挙動は、二次元モデルによる数値解析により表現されることが確認された。この結果より、本検討に示した二次元平面ひずみモデルを用いた数値解析手法は、空洞内圧変化に伴う非定常的な地下水挙動の評価および予測に適用する上で有効であることが確認された。
- 2) 硬岩を対象とした原位置問題への適用例では、施工時に水封ボーリングからの注水により地下水を制御しながら、亀裂性岩盤中に大規模並設空洞を建設した際の、空洞掘削に伴う地下水挙動について検討を加えた。この検討結果より、以下のような知見が得られた。
- ① 空洞掘削に伴う地下水挙動の計測結果で、大部分の観測井戸では燃料貯蔵用空洞掘削の影響をほとんど示さず、空洞掘削に伴う地下水位の低下は、特定の領域に集中する傾向にあった。そして、その空洞掘削に伴い明確な水位低下および湧水等が発生した箇所の地下水挙動は、亀裂帯の影響を強く受けていることが明らかになった。
- ② 亀裂の分布がどのような状況にある場合に、地下水挙動に影響を及ぼすかの因果關係について定量的に評価するための一手法として、クラックテンソルの考え方を適用し、原位置で観測された亀裂分布の解析を実施した。この結果より、亀裂性岩盤中の空洞掘削に伴う地下水挙動評価で、事前調査結果での亀裂分布の幾何学的な情報をクラックテンソルの概念を適用し解析することにより、概略的に高い透水性を示す領域を特定できる可能性があることが明らかになった。
- ③ 本章の検討では、高透水性の亀裂帯の影響を等価多孔質体モデルにより

表現するため、計測結果およびクラックテンソルによる F_0 値の分布に基づき亀裂帯を高透水性ゾーンとしてモデル化した。この結果として、等価多孔質体モデルによる解析結果は、計測結果と概ね良好な一致を示した。この結果より、亀裂性岩盤での地下水挙動解析に等価多孔質体モデルを適用する場合、 F_0 値が7.0以上の領域を連結することで、ある程度の精度で高透水性ゾーンの範囲を設定できる可能性があることを明らかにした。

- ④ ただし、クラックテンソルの理論では、亀裂の性状は一定と仮定されているため、原位置での亀裂の様々な性状を考慮できない欠点を有している。このため、クラックテンソルの概念に基づき原位置での亀裂の分布状況から、透水性の大小関係のみでなく透水係数までを定量的に評価するためには、亀裂の性状を評価項目として加えることが今後の課題である。
- ⑤ 空洞内の亀裂は、確定的な分布状況であるにもかかわらず、水位低下および湧水等の地下水挙動と有意な関係にある亀裂帯も、全く地下水挙動と無関係な亀裂帯も存在した。この結果より、亀裂の影響を評価する上で、力学的に問題となる亀裂帯と水理学的に問題となる亀裂帯は、必ずしも一致しない可能性があることが明らかになった。ただし、現状のクラックテンソルを含めた亀裂の評価手法では、この課題に対して対応することはできない。したがって、地下水挙動に影響を及ぼす可能性のある亀裂のみを合理的に評価するための、原位置での亀裂の分布および性状の把握を目的とした調査・計測技術の開発が今後の課題である。

参 考 文 献

- 1) 伊佐秀・鍵富淳一・大川孝：泥岩内小空洞における注水加圧実験（その1 空洞の気密性について），第38回土木学会年次講演会講演集，Ⅲ-127, pp.251-252, 1983.
- 2) 下茂道人・立石章・亀村勝美・大津宏康：泥岩内小空洞における注水加圧実験（その2 岩盤内の地下水挙動について），第38回土木学会年次講演会講演集，Ⅲ-127, pp.253-254, 1983.
- 3) 山本和彦・大津宏康：菊間地下石油備蓄基地の建設工事概要，地下水技術，Vol.33, No.6, pp.16-35, 1991.
- 4) 小田匡寛・前浜卓郎・数納慎吾・羽出山吉裕：クラックテンソルによる岩盤透水係数の評価，第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.121-126, 1984.
- 5) 木村洋行・下茂道人・立石章：鏡像法を用いた三次元浸透流解析，第16回土質工学研究発表会講演集，1982.
- 6) Duguid, J. O. and P. C. Y. Lee : Flow in Fractured Porous Media, Water Resources Research, Vol.13, No.3, pp.558-566, 1977.
- 7) Oda, M : A Method for Evaluating the Effect of Crack Geometry on The Mechanical Behavior of Cracked Rock Masses, Mechanics of Materials 2, pp.163-171, 1983.
- 8) 百田博宣・藤城泰行・青木謙治・花村哲也：降雨浸透を考慮した岩盤中の地下水挙動に関する解析的検討，土木学会論文報告集，No.379/VI-6, pp.74-82, 1987.

第5章 結 論

本研究は、地下水制御の概念を大規模地下構造物に適用した例として水封式燃料貯蔵施設を想定し、その貯蔵施設建設に伴う地下水挙動の評価方法について基礎的な検討を加えたものである。本章では、この研究の結論として、各章に示した検討結果について以下に要約して示す。

第1章は、本研究の序論として、水封式燃料貯蔵方式の適用に当り、高い精度で地下水挙動を評価するための解析技術の必要性および、その問題点について示すことにより、本研究の目的とする所を明らかにしたものである。

このため、第一に高い精度で地下水挙動を評価するための解析手法について、既往の研究の動向とその問題点について示した。次に、既往の水封式燃料貯蔵方式での設計方法の基本概念を示すとともに、日本で初のこの方式の適用例である菊間実証プラント工事で得られた、地下水制御時の地下水挙動についての研究成果を紹介した。

そして、これらの既往の研究成果を踏まえ、今後この貯蔵方式により、現状の原油に加えて各種燃料を貯蔵する施設を建設する上での課題について示した。

第2章は、地下水制御の地下構造物への適用を目的とし、掘削や圧力変動等の外乱に伴う地下水挙動をより高い精度で評価するための基礎理論について検討を加えたものである。

まず、外乱に伴う地下水挙動をより高い精度で評価するための解析理論として、Biotの混合体理論に基づき、間隙水と地盤・岩盤の変形との相互作用を考慮した、地下水挙動評価の支配方程式を誘導した。この支配方程式の誘導の過程で、浸透理論はこの支配方程式をいくつかの仮定条件の下で簡素化したものであることおよび、浸透理論で非定常状態を表す比貯留係数は、この簡素化を行う過程で誘導されるパラメーターであることを明らかにした。そして、比貯留係数は、厳密には構造骨格、間隙流体、土粒子実質部分の圧縮率および間隙率の関数として定義され、その物理的な意味は、間接的に浸透現象に伴う構造骨格の変形特性を考慮するパラメーターとなることを示した。

また、地下水挙動評価の支配方程式の各パラメーターは、構造骨格、間隙流体および土粒子実質部分の圧縮率の関数として定義されることを明らかにし、地盤・岩盤材料での具体的な値の分布傾向を示した。そして、外乱に伴う地下水挙動をより高い精度で評価する上で、岩盤のように材料の剛性が高い場合には、従来の解析理論のように、これらのパラメーターを無視できないことを明

らかにした。

さらに、水封式燃料貯蔵施設を想定し、建設時の地下水挙動および建設後の地下水制御時の挙動評価に、この支配方程式を適用する上での境界値問題としての特徴について検討を加えた。この結果として、掘削に伴う地下水挙動の評価は、圧密問題とその支配方程式が本質的には等価であっても、初期条件および境界条件が掘削に伴い逐次変化するため、圧密問題とは異なる境界値問題となることを示した。これに対して、地下水制御時の非定常的な地下水挙動の評価は、掘削問題と異なり構造系の変化がないことから、圧密問題とはほぼ同様な境界値問題となることを示した。

第3章は、地下水制御の概念を適用した大規模地下構造物として、加圧方式の水封式燃料貯蔵施設を取り挙げ、第2章に示した解析手法に基づき、空洞掘削時および空洞加圧時の地下水挙動の評価について数値解析により検討を加えたものである。

第一に、地下空洞掘削時の地下水挙動の検討では、二次元解析での有効応力径路は、特性曲線法を用いても、逐次掘削過程を考慮した解析に比べ、破壊規準に接近した側から最終状態に到る径路になることを示した。また、切羽到達前での間隙水圧および有効応力の初期状態からの変化は、岩盤の透水性および間隙水の排水期間に関わる施工の速度（掘進速度）に依存するため、有効応力解析では特性曲線を一意的に定めることはできないことを示した。これらの事項から、有効応力解析手法により、掘削に伴う間隙水圧および有効応力の変化を詳細に検討するためには、実施工に基づく逐次的な切羽の進行の影響を考慮することが不可欠な要因となることを明らかにした。

ただし、二次元と三次元解析の空洞壁面での有効応力径路の最終状態は、透水性に関わらずほぼ一致した結果となり、かつ最終定常状態での応力状態が、破壊規準から判定した場合に最も厳しい応力状態となる。このため、岩盤の構造骨格を線形弾性体と仮定した場合には、地下構造物の安定性は、掘削後の最終定常状態のみに着目することで、簡易的に評価可能であることを示した。

また、変形係数をパラメーターとした検討結果より、工学的な近似として、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の硬岩での掘削に伴う地下水挙動は、逐次掘削段階毎での各構造系に対する定常浸透流解析により評価可能であることを示した。

第二に、地下空洞加圧時の地下水挙動の検討では、空洞加圧時の空洞周辺の動水勾配は、加圧直後に最小値となり、定常状態で最大値となることを明らかにした。このため、地下水挙動が定常状態に到達していることを前提条件として、加圧方式での水封式燃料貯蔵施設の液密性・気密性の検討にも、従来のよ

うに定常状態の動水勾配を判定の規準として適用可能であることを示した。ただし、この場合には、燃料貯蔵前の空洞加圧状態で、空洞周辺の地下水挙動について、動水勾配が最大値となる定常状態に到達するまでの経過時間の判定が最も重要な検討課題となることを示した。

また、変形係数をパラメーターとした検討より、工学的な近似として、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の硬岩での空洞内圧変化に伴う地下水挙動は、二次元定常浸透流解析により評価可能であることを示した。

これらの数値解析による検討結果より、それぞれ空洞掘削時および空洞加圧時の地下水挙動を合理的に評価するために適用すべき解析手法は、以下のよう

に区分できることを示した。

- ① 空洞掘削時の地下水挙動の評価手法として、水封式燃料貯蔵施設が建設される岩盤の変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の場合には、近似的に逐次掘削段階毎での各構造系に対する三次元定常浸透流解析手法が適用可能である。これに対して、岩盤の変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以下の場合、空洞掘削に伴う地下水挙動の評価には、逐次掘削による切羽の進行の影響を考慮した軸対称あるいは三次元応力・浸透連成解析手法を適用する必要がある。
- ② 掘削時の空洞の安定性の評価手法としては、二次元平面ひずみモデルに対して、掘削後の非定常的な挙動については検討せず、簡易的に最終定常状態のみ着目する非連成定常解析手法が適用可能である。ただし、この定常解で地下構造物の安定性に課題がある場合のみ、軸対称場ないし三次元場での逐次掘削による切羽の進行の影響を考慮し応力・浸透連成解析手法を適用する必要がある。
- ③ 変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以上の岩盤中に建設される水封式燃料貯蔵施設での貯蔵燃料の液密性・気密性の評価には、簡易的に二次元定常浸透流解析手法が適用可能である。一方、変形係数が $10,000\text{kgf/cm}^2$ 以下の岩盤の場合にも、この解析手法が液密性・気密性の判定の規準として適用可能である。ただし、この場合には、動水勾配が最大値となる定常状態に到達するまでの経過時間を検討するため、実際の空洞加圧工程に即した二次元平面ひずみ場での応力・浸透連成解析手法を適用する必要がある。

第4章は、地下水制御の原位置問題への適用例として、堆積軟岩および亀裂性岩盤中での地下構造物建設に伴う地下水挙動を取り上げ、第3章に示した検討結果に基づき、各事例での原位置計測結果の挙動解析を実施したものである。

第一に、堆積軟岩を対象とした原位置問題への適用例では、建設時の事例としての立坑掘削時の地下水挙動および、建設後の地下水制御の事例としての空

洞加圧時の地下水挙動について検討を加えた。この検討結果より、立坑掘削に伴う間隙水圧変化は、明確に切羽の進行による影響を受けていることが確認された。そして、この掘削に伴う間隙水圧変化は、局所的な透水性の異なる領域を含めて、三次元的な逐次掘削過程を考慮した数値解析により表現されることを示した。この結果より、逐次的な掘削過程を考慮した数値解析手法は、掘削に伴う地下水挙動の評価および予測に適用する上で有効であることを明らかにした。

また、注水加圧・圧気加圧実験での空洞周辺の間隙水圧変化は、加圧方式による相違はほとんどなく、両加圧実験結果とも実験空洞から離れるにつれて、間隙水圧変動比の上昇の勾配がゆるやかになることが確認された。そして、この空洞内圧の変化に伴う周辺岩盤内での非定常的な間隙水圧の変化挙動は、二次元モデルによる数値解析により表現されることを示した。この結果より、二次元平面ひずみモデルを用いた数値解析手法は、空洞内圧変化に伴う非定常的な地下水挙動の評価および予測に適用する上で有効であることを明らかにした。

第二に、硬岩を対象とした原位置問題への適用例では、施工時に水封ボーリングからの注水により地下水を制御しながら、亀裂性岩盤中に大規模並設空洞を建設した際の、空洞掘削に伴う地下水挙動について検討を加えた。この検討結果より、空洞掘削に伴い明確な水位低下および湧水等が発生した箇所の地下水挙動は、亀裂帯の影響を強く受けていることが明らかになった。

また、亀裂の分布がどのような状況にある場合に、地下水挙動に影響を及ぼすかの因果関係について定量的に評価するための一手法として、クラックテンソルの考え方を適用し、原位置で観測された亀裂分布の解析を実施した。この結果より、クラックテンソルの概念を適用することで、亀裂性岩盤中の空洞掘削に伴う地下水挙動評価で、事前調査結果での亀裂の幾何学的な情報から、概略的に高い透水性を示す領域を特定できる可能性があることを示した。

さらに、高透水性の亀裂帯の影響を、計測結果およびクラックテンソルによる F_0 値の分布に基づき亀裂帯を高透水性ゾーンとしてモデル化した結果、計測結果の地下水挙動は、等価多孔質体モデルを適用した解析により概ね表現できることを示した。この結果より、亀裂に支配される地下水挙動は、 F_0 値の高い領域を連結した範囲を高透水性ゾーンと設定した等価多孔質体モデルでの解析により、ある程度の精度で表現される可能性があることを示した。

ただし、本研究に示したクラックテンソルの概念を用いた透水性の評価についての検討は、原位置での亀裂の分布状況を定量化する上での、第一ステップの検討として位置付けられるものである。この理由は、現状のクラックテンソルの基本的な考え方が、亀裂の幾何学的な分布のみに着目し、亀裂の性状は一

定と仮定しているためである。

一方、空洞内で観察された亀裂は、シュミットネット表示に示したように確定的な分布状況であるにもかかわらず、水位低下および湧水等の地下水挙動と有意な関係にある亀裂帯も、全く地下水挙動と無関係な亀裂帯も存在した。つまり、亀裂の影響を評価する上で、力学的に問題となる亀裂帯と水理学的に問題となる亀裂帯は、必ずしも一致しない可能性があることが明らかになった。このような課題に対処するためには、原位置での亀裂の分布および性状に応じて、それぞれ力学的に問題となる亀裂帯と水理学的に問題となる亀裂帯を分離・抽出する調査・計測技術の開発が必要である。

例えば、原位置試験で水理学的に問題となる亀裂帯が抽出された場合に、その亀裂帯にクラックテンソルの概念を用いることで、本検討に示した透水性の評価と比較して、より高いレベルの情報を得ることができるものと推定される。

このように、亀裂性岩盤での地下構造物建設時の地下水挙動をより高い精度で評価するためには、亀裂の性状およびその特性を定量化できる、数値モデルの改良に加え原位置調査・試験方法の開発が今後の重要な検討課題となる。

本研究では、地下水制御の概念を適用した大規模地下構造物の建設に伴う地下水挙動を評価するための基礎的な検討を加えた。ただし、序論に示したように、本研究に示した地下水挙動評価の基本概念は、現実の地盤・岩盤を対象とする上で重要となるいくつかの要素を簡素化した仮定の上に成り立つものである。このため、本研究に示した地下水挙動評価の基本概念をより厳密な評価手法として確立していく上では、今後より多くの原位置計測結果に基づく検討ならびに、一層の数値解析技術の向上が必要である。

今後、様々な形式での地下水制御の概念を適用する大規模地下構造物の建設が計画される中で、その地下水挙動の評価は益々地盤工学の分野での重要な検討課題となるものと思われる。このような状況の下で、本研究の成果がその課題解決のための一助となれば筆者の幸と感ずるところである。

謝 辞

本論文をまとめるに当たり、一貫して温かい御指導と御助言を賜った京都大学工学部教授足立紀尚先生には、心から感謝の意を表します。また、本研究を進める過程で、終始懇切な御指導を賜った京都大学工学研究科助教授大西有三先生には深く感謝いたします。そして、本研究に対して貴重な御助言を賜った京都大学防災研究所教授嘉門雅史先生、京都大学工学部助教授田村武先生にも、心から感謝の意を表します。さらに、足立紀尚先生、大西有三先生、嘉門雅史先生、田村武先生には、京都大学在籍中から今日まで10数年の長きに渡り、筆者を温かく見守って頂いたことは、感謝の念に耐えません。

振り返れば、筆者が本研究の主題である地下水挙動評価という研究テーマに出会ったのは、昭和53年5月に京都大学工学部赤井浩一先生（現（財）大阪土質試験所理事長）の研究室への配属を希望し御指導を仰いだ時に遡ります。その後3年間に渡る研究室在籍中、赤井浩一先生には、研究内容のみに留まらず終始一貫して研究に対する真摯な姿勢を御指導頂いたことは、筆者にとってこの上もない幸運でありました。そして、その当時に赤井浩一先生から賜った貴重な御指導が、本研究を進める上でのいしづえとなりました。赤井浩一先生には、心から深謝申し上げます。

本研究は、昭和56年に大成建設（株）土木設計部に勤務してからこれまでに、地盤・岩盤解析の研究開発に携わってきた成果を基に、地下水制御の大規模地下構造物への適用例としての、水封式燃料貯蔵施設の建設に伴う地下水挙動評価を目的としたものです。この意味で、平成元年4月から平成3年3月までの2年間の菊間地下石油備蓄基地建設工事作業所勤務での、水封式燃料貯蔵施設建設時の地下水挙動の計測管理業務は、筆者にとって何者にも代えがたい貴重な経験でありました。学生時代から社会人となっても、数値解析を研究の主体としてきた筆者にとっては、「自然の偉大さと人間の愚かさ」を身をもって痛感した2年間であったといえます。この思いが、本研究を進める上での動機付けとなったことはいうまでもありません。このような貴重な経験を与えて頂いた、当時の土木設計部長沖藤明氏（現土木技術部技師長）、土木設計部構造設計室室長渡辺健之助氏（現土木設計部部長）には感謝の念に耐えません。さらに、菊間地下石油備蓄基地建設工事作業所勤務時代、筆者の地下水挙動の計測管理業務を支援し、温かく見守って頂いた当時の工事長山本和彦氏（現土木技術部部長）を始めとし、同作業所に勤務していた諸先輩、同輩の方々にも深く感謝致します。

また、本論文を作成するに当たり、このような機会を与えて頂いた土木設計

部長伊藤喜栄氏を始めとし、筆者が勤務してきた土木設計部の諸先輩、同輩の方々にも深く感謝の意を表する次第です。特に、大成建設入社以来一貫して筆者の研究を温かく見守り、時には叱咤激励し御協力を頂いた亀村勝美氏（現（株）篠塚研究所技術部長）には、深く感謝の意を表します。

そして、本研究の数値解析の実施に当たっては、筆者が現在所属する解析技術第2室の諸君の協力に負うところが大きく、その貴重な協力を感謝の意を表します。その他、本研究を進める上で、大成建設の内外の方々の御協力を得ましたことは、改めて感謝の念に耐えません。

最後に、私事ながら本論文をまとめる過程で、陰ながら筆者を支えてくれた妻恵美子、そして家族、両親にも改めて感謝の気持ちを表したいと思います。

